

Title	小土被り山岳トンネルの地震被害メカニズムと耐震設計法に関する研究( Dissertation_全文 )
Author(s)	宮林, 秀次
Citation	Kyoto University (京都大学)
Issue Date	2011-11-24
URL	<a href="http://dx.doi.org/10.14989/doctor.r12603">http://dx.doi.org/10.14989/doctor.r12603</a>
Right	
Type	Thesis or Dissertation
Textversion	author

小土被り山岳トンネルの地震被害メカニズムと  
耐震設計法に関する研究

2011 年

宮林 秀次





# 小土被り山岳トンネルの地震被害メカニズムと耐震設計法に関する研究

## 目 次

<b>第1章 序 論</b> .....	<b>1</b>
1.1 研究の背景 .....	1
1.1.1 はじめに .....	1
1.1.2 地震によるトンネルの被害 .....	2
1.1.3 新幹線におけるトンネルの現状 .....	6
1.2 研究の目的と構成 .....	8
 <b>第2章 山岳トンネルの地震被害に関する問題点への対応の現状</b> .....	<b>13</b>
2.1 概 説 .....	13
2.2 山岳トンネルの地震被害の事例分析に関する既往の研究 .....	13
2.2.1 吉川の研究 .....	13
2.2.2 朝倉らの研究 .....	15
2.2.3 野城らの研究 .....	19
2.3 実トンネルにおける既往の地震時挙動計測事例 .....	22
2.3.1 青函トンネルの計測事例 .....	22
2.3.2 新宇佐美トンネルの計測事例 .....	26
2.4 山岳トンネル覆工の補強効果ならびに開削トンネルの地震対策工に関する 既往の研究 .....	28
2.4.1 無筋コンクリート山岳トンネル覆工における繊維補強の効果に関する研究 .....	28
2.4.2 無筋覆工の圧縮破壊後の軟化を考慮した解析手法に関する研究 .....	30
2.4.3 開削トンネルにおける緩衝材の効果に関する研究 .....	31
2.5 トンネルにおける耐震設計法の現状 .....	33
2.5.1 耐震設計法の基本 .....	33
2.5.2 開削トンネルにおける耐震設計法 .....	34
2.5.3 シールドトンネルにおける耐震設計法 .....	34
2.5.4 山岳トンネルにおける耐震設計法 .....	35
2.6 まとめ .....	36
 <b>第3章 小土被り山岳トンネルの地震時挙動計測</b> .....	<b>41</b>
3.1 概 説 .....	41
3.2 東北新幹線牛鍵トンネルにおける地震時挙動計測 .....	42
3.2.1 トンネルの概要 .....	42
3.2.2 計測概要 .....	43
3.2.3 計測結果 .....	44

3.2.4	地震時挙動の分析	47
3.2.5	地震動と発生ひずみの関係	51
3.3	地震時のトンネルの変形挙動解析	54
3.4	まとめ	54
<b>第4章</b>	<b>小土被り山岳トンネルの地震被害メカニズム</b>	<b>57</b>
4.1	概説	57
4.2	気中載荷実験によるトンネル覆工の地震時挙動の再現	57
4.2.1	実験概要	57
4.2.2	実験条件	58
4.2.3	実験結果	60
4.2.4	気中載荷実験のまとめ	64
4.3	せん断土層実験による地震被害の再現	64
4.3.1	実験概要	64
4.3.2	実験条件	64
4.3.3	実験結果	67
4.4	数値解析による実トンネルの耐震性能の検討	68
4.4.1	条件設定実験概要	69
4.4.2	地盤応答解析実験結果	70
4.4.3	トンネルの構造解析実験結果	72
4.5	まとめ	78
<b>第5章</b>	<b>小土被り山岳トンネルの地震対策工とその評価</b>	<b>81</b>
5.1	概説	81
5.2	地盤からのせん断変形の影響を緩和する緩衝材設置工に関する検討	81
5.2.1	緩衝材設置工の材料検討	81
5.2.2	EPSの材料特性と材料実験	83
5.2.3	数値解析による緩衝材設置工の効果の把握および諸元の検討	86
5.2.4	緩衝材設置工として適用するEPSの諸元	92
5.3	せん断土層実験による地震対策工の評価	92
5.3.1	実験条件	92
5.3.2	実験結果	94
5.4	地震対策工の実トンネルへの適用と地震時挙動計測による効果の評価	98
5.4.1	緩衝材設置工の試験施工	98
5.4.2	地震対策工の本施工	101
5.4.3	地震対策工の施工性および経済性の評価	102
5.5	地震時挙動計測による地震対策工の評価	104
5.5.1	計測の概要	104

5.5.2	計測区間の地質概要	105
5.5.3	計測システム	107
5.5.4	当該地域における地震記録	108
5.5.5	地震計測結果	108
5.5.6	地震時におけるトンネル挙動の分析	111
5.5.7	地震対策工の効果の確認	114
5.6	数値解析による地震対策工の評価	115
5.6.1	条件設定	115
5.6.2	解析結果	116
5.7	まとめ	122
<b>第6章</b>	<b>小土被り山岳トンネルの耐震設計法の提案</b>	<b>125</b>
6.1	概 説	125
6.2	せん断変形を受けるトンネルの耐震性の検討	125
6.2.1	解析条件	126
6.2.2	解析結果	127
6.3	耐震検討が必要となる条件の抽出	131
6.3.1	解析条件	132
6.3.2	解析結果	133
6.3.3	耐震検討が必要となる条件	135
6.4	小土被り山岳トンネルの耐震設計法の提案	136
6.4.1	要求性能および限界状態の設定	136
6.4.2	耐震設計法の提案	137
6.5	まとめ	142
<b>第7章</b>	<b>結 論</b>	<b>145</b>
	<b>謝 辞</b>	<b>151</b>



### 1.1.1 はじめに

このうち新幹線についてみると、1964年に世界で初めて的高速鉄道となる東海道新幹線が開業し、その後1975年に山陽新幹線、1982年に上越新幹線（大宮・新潟間）と東北新幹線（大宮・盛岡間）が相次いで開業して、本格的な高速鉄道ネットワークの整備が始まった。平成元年からは全国新幹線鉄道整備法に基づく新しいスキームにより、いわゆる整備5線（北海道新幹線（新青森・札幌間）、東北新幹線（盛岡・新青森間）、北陸新幹線（東京・大阪間）、九州新幹線（博多・鹿児島中央間）（博多・長崎間））の建設が始まった。これにより、1997年に北陸新幹線（高崎・長野間）、2002年に東北新幹線（盛岡・八戸間）、2004年には九州新幹線（新八代・鹿児島中央間）が開業するなど順調に建設が進んだ。そして2010年12月には東北新幹線（八戸・新青森間）が、2011年3月には九州新幹線（博多・新八代間）が開業し、これにより青森から東京そして鹿児島までを貫く約2,000

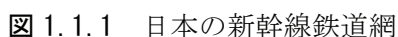


表 1.1.1 新幹線の営業路線・整備計画路線

	路 線 名	線路延長	開業年	線路延長計
営業路線 	東海道（東京・新大阪間）	515.4 km	1964 年	2,387.7 km （うち整備新幹線 552.6 km）
	山 陽（新大阪・博多間）	553.7 km	1972 年, 1975 年	
	東 北（東京・新青森間）	674.9 km	1982 年, 2010 年	
	上 越（大宮・新潟間）	269.5 km	1982 年	
	北 陸（高崎・長野間）	117.4 km	1997 年	
	九 州（博多・鹿児島中央間）	256.8 km	2004 年, 2011 年	
整備計画路線 （着工区間） 	北海道（新青森・新函館間）	148.8 km	2015 年度末予定	421.6 km
	北 陸（長野・金沢間）	228.0 km	2014 年度末予定	
	九 州（武雄・諫早間）	44.8 km	2008 年度着工から概ね 10 年	
整備計画路線 （未着工区間） 	北海道（新函館・札幌間）	211.5 km		約 970 km
	北 陸（金沢・大阪間）	約 250 km		
	九 州（新鳥栖・武雄間） （諫早・長崎間）	約 50 km 21.2 km		
	中 央（東京・大阪間）	約 438 km		

kmに及ぶ高速鉄道ネットワークの背骨が出来上がった。図 1.1.1 に日本の新幹線鉄道網を表 1.1.1 に新幹線の営業路線・整備計画路線を示す。

現在，新幹線の営業路線は 6 路線約 2,390km，建設中の路線は 3 路線約 420km となっている．図 1.1.2 に新幹線の日平均輸送人員の推移を示す．営業中の新幹線の日平均輸送人員は約 90 万人/日にもものぼり，都市間輸送の重要な役割を担っている．こうした新幹線のネットワークが，仮に地震等の災害によりその機能が停止した場合，日本経済に及ぼす影響は計り知れなく大きい．

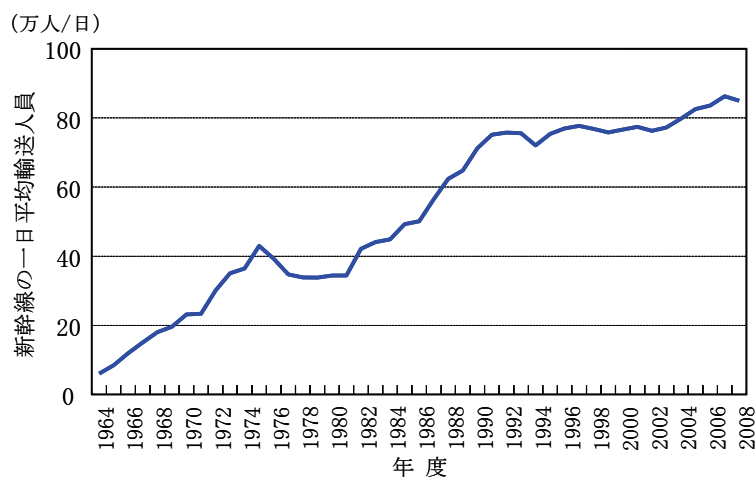


図 1.1.2 新幹線の一日平均輸送人員の推移

### 1.1.2 地震によるトンネルの被害

一般的に、トンネルは地山と一体となっているため、図1.1.3に示すように地震の際、構造物に作用する慣性力が小さく、橋梁や盛土などの地表構造物と比較して耐震性に優れているとされている<sup>1), 2)</sup>.

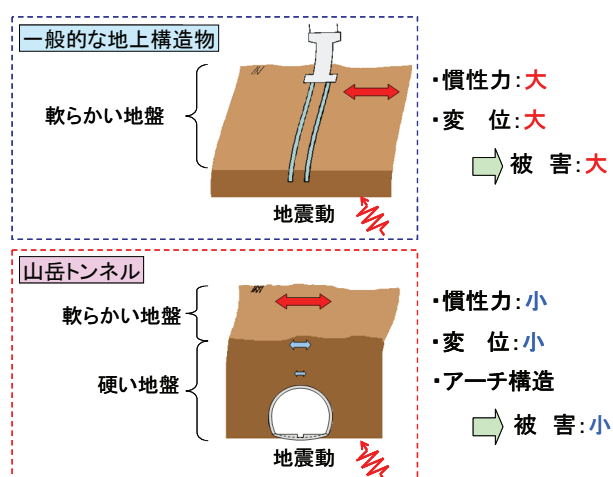


図 1.1.3 山岳トンネルの耐震性

しかしながら、既往の研究<sup>例え(3), 4)</sup>によれば、山岳トンネルでも地震の規模や震源からの距離によってはひび割れや圧ざ(曲げ圧縮破壊による剥落)等の被害を生じることがある。

表1.1.2に山岳トンネルに大きな被害を与えた代表的な地震を示す。

表 1.1.2 山岳トンネルに大きな被害を与えた代表的な地震<sup>4), 5)</sup>を基に作成

地震名	マグニチュード	震源地	被災中心地	最大震度	トンネルの被害状況
1923年 関東地震	7.9	相模湾 (深さ不明)	神奈川 東京	6	南関東の広範囲で100本以上のトンネルに被害。甚大な被害も多数
1978年 伊豆大島近海地震	7.0	伊豆大島・稲取間の海域 (深さ0km)	伊豆半島南東部	5	被災中心地で鉄道トンネル9本と道路トンネル4本に甚大な被害
1995年 兵庫県南部地震	7.3	淡路町沖の明石海峡 (深さ18km)	神戸市 淡路島北部	7	30本のトンネルに被害、うち補強・補修を要するもの12本
2004年 新潟県中越地震	6.8	新潟県中越地方 (深さ13km)	新潟県 中越地方	7	49本のトンネルに被害、うち補強・補修を要するもの11本
2007年 新潟県中越沖地震	6.8	新潟市の南西約60km (深さ17km)	新潟県 中越地方	6強	6本のトンネルに被害、うち補強・補修を要するもの5本

注：震源諸元については、宇佐見龍夫：新編日本被害地震総覧[増補改訂版]，東京大学出版会，1996年によった  
最大震度は、気象庁発表の各地の震度階のうちの最大値(震度階7は1948年福井地震の後に新設)

1923年関東地震<sup>6)</sup>は、日本の山岳トンネルの震災史上、最大の被害をもたらしたものである。被害が甚大であったのは、震央に近い熱海線（現在の東海道本線の一部）のトンネルであったが、それ以外にも御殿場線、外房線、内房線、中央本線のトンネルに大きな被害が生じている。図1.1.4に熱海線寒ノ目トンネルにおける被災事例を、図1.1.5に内房線南無谷トンネルにおける被災事例を示す。また、トンネル坑口付近の小土盛り区間や未固結な土砂地山におけるトンネルの地震被害事例として、中央本線與瀬トンネルと外房線土気トンネルの被災事例を図1.1.6および図1.1.7に示す。

1978年伊豆大島近海地震<sup>7), 8)</sup>でも、山岳トンネルが大きな被害を受けている。鉄道トンネルでは、伊豆急行線のトンネルのうち伊豆大川～稲梓間にあるトンネルが被災した。これらのうち、よく知られているのは稲取トンネルにおける被害である。トンネルの中央部を横切っていた稲取一大峰山断層が地震により大きくずれ、トンネルは横断面が変形し覆



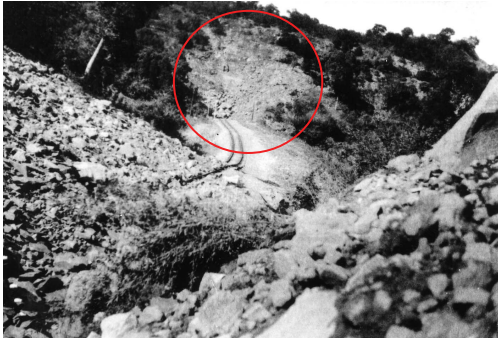


図1.1.4 熱海線寒ノ目トンネルの被害<sup>6)</sup>  
(斜面崩壊によるトンネル崩落)

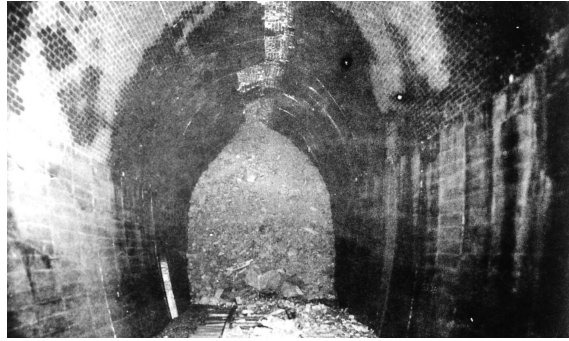


図1.1.5 内房線南無谷トンネルの被害<sup>6)</sup>  
(地すべり，偏圧によるトンネル崩壊)



図1.1.6 中央本線奥瀬トンネルの被害<sup>6)</sup>  
(坑口部付近の小土被り区間の崩落)

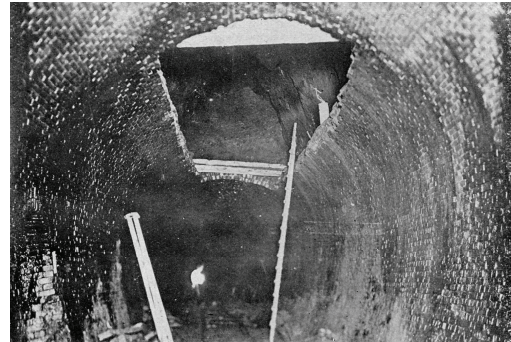


図1.1.7 外房線土気トンネルの被害<sup>6)</sup>  
(トンネル天端の崩落)

工が大破，レールが蛇行した．断層を挟んだ相対変位量は，地震後の測量結果等から，水平方向に約70cm，上下方向に約20cmとされている．図1.1.8に稲取トンネルにおける被災事例を示す．また，道路トンネルにおいても，主に地滑りに起因する被災により壊滅的被害が生じている．

1995年兵庫県南部地震<sup>9)</sup>では，被災地域内にあった110本の山岳トンネルのうちの12本のトンネルが補強または補修を要する被害を受けた．図1.1.9に山陽新幹線六甲トンネルにお



図1.1.8 伊豆急行線稲取トンネルの被害<sup>3), 5)</sup>  
(左：覆工の破壊，右：レールの蛇行)

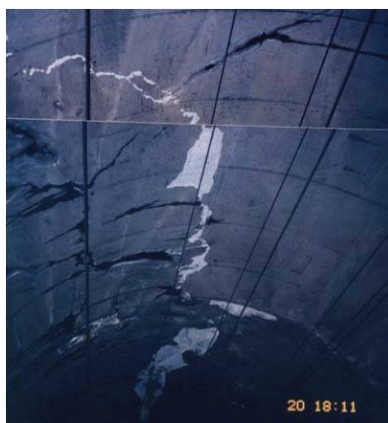


図1.1.9 山陽新幹線六甲トンネルの被害<sup>9)</sup>  
(覆工天端の圧ざおよびせん断ひび割れ)

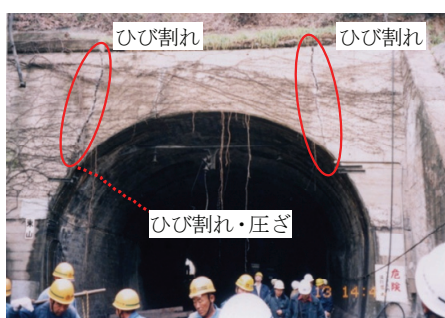


図1.1.10 神戸電鉄東山トンネルの被害<sup>9)</sup>に加筆  
(面壁および覆工のひび割れおよび圧ざ)

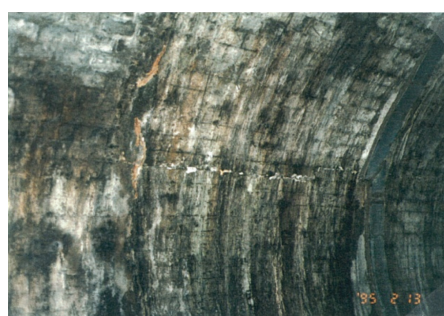


図1.1.11 神戸電鉄会下山トンネルの被害<sup>5)</sup>  
(覆工肩部のひび割れ)

ける被災事例を示す。また、小土被りトンネルにおける地震被害事例として、神戸電鉄東山トンネルおよび会下山トンネルの被災事例を図1.1.10および図1.1.11に示す。

2004年新潟県中越地震<sup>10), 11)</sup>は、最近最も大きな被害をトンネルに及ぼした地震である。被災地内にあった138本の山岳トンネル（鉄道以外も含む）の内、49本のトンネルが補修を要する被害を受けている。その中で、上越新幹線魚沼トンネルや上越線と南津トンネル等での覆工の崩壊をはじめとする大きな被害が生じ、復旧までに長期間を要する事態となった。特に、上越新幹線、上越線は復旧までに約2ヶ月もの時間を要している。図1.1.12に上越新幹線魚沼トンネルにおける被災事例を示す。



図1.1.12 上越新幹線魚沼トンネルの被害<sup>10)</sup>  
(覆工の大規模な崩壊)



図 1.1.13 信越本線第一米山トンネルの被害<sup>13)</sup>  
(覆工天端の圧ざおよびせん断ひび割れ)

2007年新潟県中越沖地震<sup>12), 13)</sup>では、信越本線や高速道路のトンネルが大きな被害を受けている。信越本線第一米山トンネルや高速道路の米山トンネルでは覆工の圧ざ、せん断破壊などの大きな被害を受け、復旧に長い時間を要した。図1.1.13に信越本線第一米山トンネルの被災事例を示す。

上述のように、山岳トンネルは基本的に地震に対して強い構造物であるとされている一方で、過去の地震においては山岳トンネルといえども条件によっては地震被害が生じているのが現実であり、最近でも震災復旧に長期間を要した被災事例が存在している。また、トンネルの小土被り区間や坑口部付近においても大きな地震被害が生じることがあり、トンネルの崩壊によってトンネル坑内だけではなく、地表にまで影響を及ぼした事例も存在している。

### 1.1.3 新幹線におけるトンネルの現状

図1.1.14、表1.1.3に示す新幹線の線区別のトンネル構造物の比率の推移を見ると、日本の地形条件や新幹線の平面線形の制約（最小曲線半径は東海道新幹線2500m，山陽新幹線以降4000mを基本）等から、トンネル構造物の占める割合が必然的に大きくなっている。

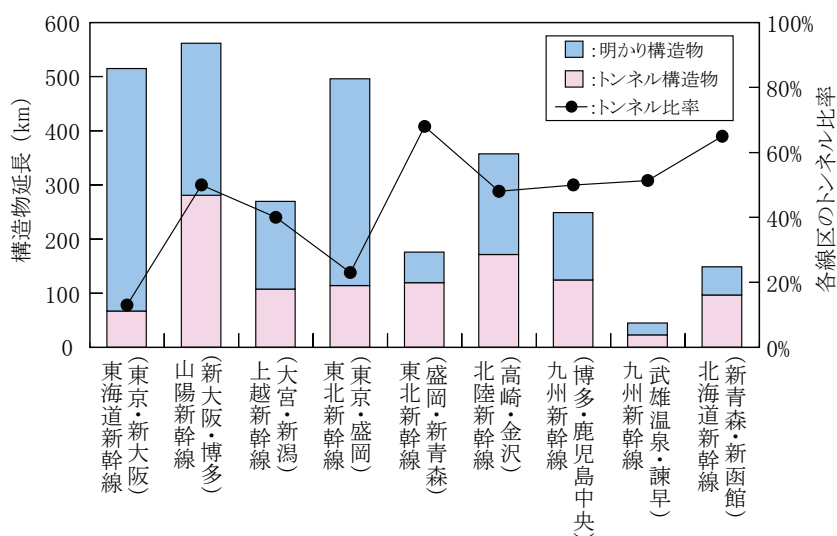


図1.1.14 新幹線の線区別の構造物構成比



表1.1.3 整備新幹線におけるトンネル延長

	路 線 名	区 間	路線延長	トンネル 本数	トンネル 延長(km)	トンネル 比率	備 考
開 業 区 間	東 北	八戸・新青森	81.8	19	49.8	60.9%	
	東 北	盛岡・八戸	96.6	20	69.2	71.6%	
	北 陸	高崎・長野	117.4	24	63.5	54.1%	
	九 州	博多・新八代	130.0	17	37.0	28.4%	
	九 州	新八代・鹿児島中央	126.8	50	88.0	69.4%	
小 計			552.6	130	307.5	55.6%	
施 工 中	北海道	新青森・新函館	148.8	30	96.2	64.7%	青函トンネルを含む
	北 陸	長野・金沢	228.0	35	102.1	44.8%	
	九 州	武雄温泉・諫早	44.8	30	23.0	51.3%	
小 計			421.6	95	203.2	48.2%	
合 計			974.2	225	510.7	52.4%	

一方、雪対策などの維持管理や防災等の観点から合理的な線路計画を採用することが求められるようになってきたことと、最近の施工技術が進歩してきたこと等から、未固結な地質からなる小土被り地山でも、山岳トンネルが採用される事例が増えている。図1.1.14に2010年に開業した東北新幹線（八戸・新青森）の、八戸・七戸十和田間（36.2km）の線路縦断面図を示す。また図1.1.15に同区間のトンネルの土被り分布を示す。図からもわかるように、同区間はほぼ全線小土被りトンネルと明かり構造物の連続となっており、土被りがほぼ1D（D：トンネル掘削幅）以下のトンネルが延長7kmにわたって存在している。

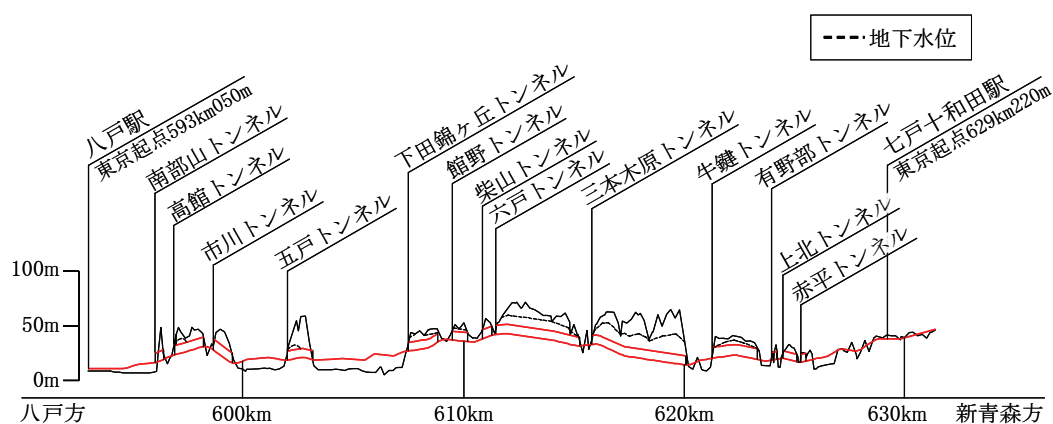


図1.1.14 東北新幹線（八戸・七戸十和田間）縦断面図

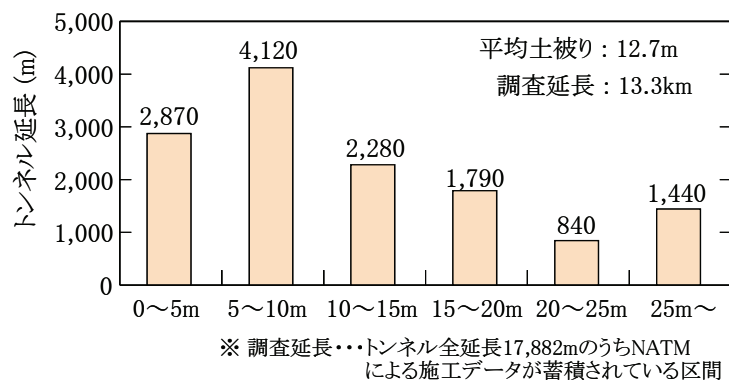


図1.1.15 東北新幹線（八戸・七戸十和田間）のトンネル群の土被り分布

当然ながらトンネルには必ず入口出口の2箇所の坑口近傍において、必然的に小土被り区間が形成される。

構造物の耐震性能については、大きな地震被害が発生することに見直しが図られてきている。筆者が関わる新幹線を中心とする鉄道においても、高架橋、橋りょう、開削トンネル、シールドトンネル、都市部山岳工法トンネルの構造物において、それぞれの設計基準における耐震設計法として地盤の変位を地盤ばね端部から入力する応答変位法や、地盤を平面ひずみ要素でモデル化し、地盤の地震時慣性力を静的に作用させる応答震度法、動的応答解析等により地震時の影響を定量的に算定して、耐震検討を行う手法が提案されている<sup>14)~19)</sup>。しかしながら、山岳トンネルについては、周辺の地質情報や常時の荷重が不明であること、無筋コンクリート構造に関する定量的な設計計算法が確立されていない等の理由から、耐震検討が必要な特殊条件として既往の文献<sup>例えば20), 21)</sup>に以下のような条件等が挙げられているものの、具体的な耐震検討の手法については示されていない。

例えば、文献20)では、

- ① 土被りの小さい坑口付近
- ② 断層破碎帯や地質の急変部
- ③ 土砂地山中に施工される場合

また、文献21)では、

- ① 軟質な地山にトンネルが位置する場合
- ② 地盤の剛性が深さ方向に急激に変化するところにトンネルが位置する場合
- ③ 不安定な偏圧斜面中にトンネルが位置する場合
- ④ 地盤条件が線路方向に著しく変化する地山にトンネルが位置する場合
- ⑤ 断面、剛性が極端に変化する場合

が挙げられている。

このような背景から、最近になって山岳トンネルの地震時挙動を把握し、模型実験や数値解析を通して設計に反映させようとする研究が行われるようになってきたが、依然として設計実務においては、数値解析による検討は通常は行われず、事例分析結果をベースに、「特殊条件」（小土被り部、地質不良区間等）を加味した経験的な耐震性能の評価が行われているのが現状である。

## 1.2 研究の目的と構成

山岳トンネルは通常地山と一体となっているため、地震の際も構造物に作用する慣性力が小さく、地表構造物と比較して耐震性に優れていると言われているが、小土被りトンネルについては、地震時の周辺地盤のからの慣性力や変位が岩盤内にある山岳トンネルと比較して大きく、地震被害を受けやすいといえる。

その一方で、小土被りの山岳トンネルは近年増加傾向にあるが、こうしたトンネルの地

震被害を抑えるためには、被害のメカニズムとトンネルの耐震性能とを正しく評価し、設計、施工、維持管理に適切に反映させることが重要である。

そこで、本研究では、小土被りトンネルに着目し、地震時被害の分析や地震時挙動、地震対策工等に関する既往事例等を分析するとともに、実トンネルにおける地震時挙動計測、模型実験および数値解析を実施した。そしてトンネルの変形や変状に着目して、小土被りトンネルが地震被害を受けるメカニズムやその耐震性能を定量的に明らかにすることとした。

また、小土被り山岳トンネルの地震対策工として EPS（Expanded Polystyrene：ビーズ法発泡スチロール）を用いた緩衝材による対策工を提案し、繊維補強コンクリート覆工と併せて、模型実験および数値解析により、トンネルの変形や変状に着目して、各々の地震対策工としての定量的な評価を行うこととした。また、これら対策工については、実トンネルへ適用し、施工性、地震時挙動計測による地震対策工としての効果、経済性を含めて総合的な評価を試みることとした。

さらに、一連の研究成果を踏まえ、小土被り山岳トンネルの耐震性能の評価を行ったうえで、耐震設計法を提案することとした。

本論文は、上記研究の成果をとりまとめたものである。

本論文の構成は図 1.2.1 に示すとおりである。

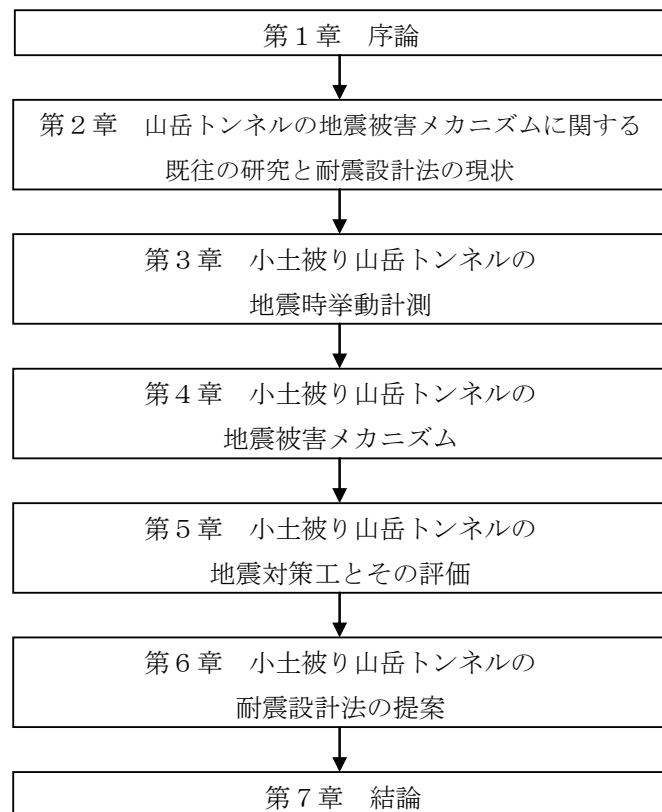


図 1.2.1 本論文の構成

「第1章 序論」では、小土被り山岳トンネルの地震被害メカニズムと耐震設計法に関する研究を行うに至った背景、本研究の目的と論文の構成について示している。

「第2章 山岳トンネルの地震被害メカニズムに関する既往の研究と耐震設計法の現状」では、トンネルの地震被害の事例分析に関する既往の研究、トンネルの地震時挙動の計測事例、地下構造物の地震対策工、さらには無筋覆工の圧縮軟化と引張破壊を考慮した解析手法等の既往の研究を調査している。また、鉄道施設の他の構造物（高架橋、橋りょう、開削トンネル、シールドトンネル、都市部山岳工法トンネル）における耐震設計法の現状を整理している。

「第3章 小土被り山岳トンネルの地震時挙動計測」では、実トンネルを対象に地震時の挙動計測を実施し、過去のトンネルにおける計測結果と比較検証を行った。併せて、地震時のトンネルの変形挙動解析を行い、小土被り山岳トンネルの挙動を定量的に明らかにしている。

「第4章 小土被り山岳トンネルの地震被害メカニズム」では、第3章の実トンネルにおける地震時挙動の計測結果を受けて、気中模型実験によるトンネルの地震時挙動の再現を試みている。また、トンネル周辺地盤と覆工を考慮したせん断土層実験によるトンネルの地震時挙動の再現も試みている。その上で、実トンネルの条件を考慮した数値解析により耐震性の評価を行い、小土被り山岳トンネルの地震被害メカニズムを定量的に明らかにしている。

「第5章 小土被り山岳トンネルの地震対策工とその評価」では、従来の無筋覆工コンクリートと繊維補強覆工コンクリートおよび緩衝材（EPS）を用いた新しい地震対策工を、模型実験、実トンネルでの現地計測、数値解析によって比較し、地震時対策工としての効果の評価を行っている。特に、実トンネルでは、対策工の地震時挙動計測による効果の評価とともに経済性、施工性も併せて評価を行い、実トンネルへの対策工の適用性も検討している。

「第6章 小土被り山岳トンネルの耐震設計法の提案」では、まず、トンネルに求められる要求性能と限界状態の設定を行っている。第2章から第5章までの成果を踏まえ、せん断を受けるトンネルの耐震性の評価、すなわち設計の検討が必要となる条件として、せん断ひずみの目安を設定している。その上で、小土被り山岳トンネルの耐震設計法のフローとその具体的な手法を提案するとともに、耐震設計の検討が必要となる条件を簡易に抽出できるノモグラムを提案している。

「第7章 結論」では、各章で得られた知見を総括し、本論文の結論とする。

参考文献

- 1) 鉄道・運輸機構：山岳トンネル設計施工標準・同解説，p. 48，2008.
- 2) 土木学会：トンネル標準示方書（山岳工法）・同解説，p. 64，2006.
- 3) 吉川恵也：鉄道トンネルの震災事例調査，鉄道技術研究報告，No. 1123，1979.
- 4) 朝倉俊弘，志波由紀夫，松岡茂，大矢敏雄，野城一栄：山岳トンネルの地震被害とそのメカニズム，土木学会論文集，N0. 659/Ⅲ-52，pp. 27-38，2000.
- 5) 鉄道総合技術研究所：既設山岳トンネル地震対策・震災復旧マニュアル(案)，pp. 66-205，2010.
- 6) 鐵道省：大正十二年鐵道震害調査，1927.
- 7) 小野田耕治，楠山豊治，吉川恵也：伊豆大島近海地震による被害（1）鉄道トンネルの例，トンネルと地下，Vol. 9，No. 6，pp. 7-12，1978.
- 8) 今田徹：伊豆大島近海地震による被害（2）道路トンネルの例，トンネルと地下，Vol. 9，No. 7，pp. 9-16，1978.
- 9) 小山幸則，朝倉俊弘，佐藤豊：兵庫県南部地震による山岳トンネルの被害と復旧，トンネルと地下，Vol. 27，No. 3，pp. 51-61，1996.
- 10) 清水満，栗栖基彰，加藤正二：新潟県中越地震における鉄道トンネルの被害，トンネルと地下，Vol. 36，No. 5，pp. 37-44，2005.
- 11) 真下英人：新潟県中越地震における道路トンネルの被害，トンネルと地下，Vol. 36，No. 11，pp. 55-63，2005.
- 12) 齋藤貴，向山路一，田口芳範：新潟県中越沖地震における鉄道トンネル被害—信越本線 米山～柏崎間—，トンネルと地下，Vol. 38，No. 12，pp. 47-56，2007.
- 13) 土木学会トンネル工学委員会：新潟県中越沖地震調査特別小委員会報告書，p. 10，2008.
- 14) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），1999.
- 15) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（開削トンネル），2001.
- 16) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（シールドトンネル），2002.
- 17) 土木学会：トンネルライブラリー第9号 開削トンネルに耐震設計，1998.
- 18) 土木学会：トンネルライブラリー第19号 シールドトンネルの耐震検討，2007.
- 19) 土木学会：トンネルライブラリー第15号 都市部山岳工法トンネルの覆工設計—性能照査型設計への試み—，2006.
- 20) 土木学会：トンネル標準示方書（山岳工法）・同解説，pp. 113-117，2006.
- 21) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（都市部山岳工法トンネル），pp. 153-157，2002.





## 第2章 山岳トンネルの地震被害に関する問題点への対応の現状

### 2.1 概説

山岳トンネルは、通常、地山と一体となっているため、一般に地表構造物と比較して耐震性に優れているとされている。しかし、既往の研究<sup>1)~14)</sup>によれば、一定の条件においては、山岳トンネルも地震の被害を受けることが明らかになっている。

本章では、山岳トンネルの地震被害事例の分析や地震被害メカニズムについての既往の研究、実トンネルにおける既往の地震時挙動計測事例を整理する。また、繊維補強コンクリートによる山岳トンネル覆工の耐荷特性に着目した研究、開削トンネルにおける免震工法に関する研究等も併せて整理する。

地震大国である我が国においては、土木構造物の設計にあたっては耐震設計を実施することが基本となっている。しかしながら、地震の影響の考慮および耐震設計法の取扱いについては、構造種別ごとの地震の影響の度合いにより異なっている。そこで、土木構造物の耐震設計法の基本的な考え方を明記したうえで、代表的な地下構造物である開削トンネル、シールドトンネルおよび山岳トンネルにおける耐震設計法の現状について、現行の技術基準をもとに整理する。

### 2.2 山岳トンネルの地震被害の事例分析に関する既往の研究

過去に生じた山岳トンネルの地震被害について、事例調査ならびに地震被害の傾向分析等に関する研究が実施されている。ここでは、その代表的な既往の研究事例について述べる。

#### 2.2.1 吉川の研究

吉川<sup>3), 4)</sup>は、文献等により鉄道トンネルの地震被害記録を調査し、山岳トンネルの地震被害発生の素因と誘因等について考察し、トンネルの地震被害の予測、健全度評価のための調査、地震対策工、および新設トンネルの計画等のポイントについて言及している。

地震被害事例調査の対象としたのは、表2.2.1に示すように古くは1923年関東地震から1983年日本海中部地震までの10 地震である。また、表2.2.2はそのうち著しい被害を生じた地震についてトンネルの被害内容をまとめたものであるが、計124 本のトンネルが地震により被害を受けており、山岳トンネルも条件によっては地震による被害を受けることがわかる。

表2.2.1 調査の対象とした地震<sup>4)</sup>

地 震 名	発 生 年	マグニ チュー ド*	震 源**		被 害 の 概 要
			位 置	深 さ (km)	
関 東	1923	7.9	相 模 湾	浅 所	東海道(現御殿場線を含む)、横浜、中央、総武、房総、久留里、横須賀の各線約150のトンネルに被害。崩壊も多数
丹 後	1927	7.3	丹後半島	0	宮津線の2トンネルに軽被害
北 伊 豆	1930	7.3	丹那盆地	0	工事中の丹那トンネルが丹那断層のずれにより変位。作業員の生理めを含む大きな被害
福 井	1948	7.1	福井平野	0	北陸、三国の阿線の2トンネルに大きな被害
十 勝 沖	1952	8.2	十 勝 沖	0	根室、網走、広尾、標津、函館の各線に被害。しかし、程度は軽い
新 潟	1964	7.5	粟島付近の海底	40	信越、羽越、米坂の各線約30トンネルに被害。抗門の変形も発生しているが、多くは軽被害
伊豆大島近海	1978	7.0	伊豆大島付近の海底	0	伊豆急線の稲取トンネルが稲取断層のずれにより変位。この近くのトンネルにかなりの被害
宮 城 県 沖	1978	7.4	宮城県沖	40	工事中の東北新幹線、東北、陸羽東、磐越東の各線のトンネルに軽被害
浦 河 沖	1982	7.1	浦 河 沖	40	日高線の6トンネルに軽被害
日本海中部	1983	7.7	青 森 県 西 部 沖	14	五能、松前、東北の8トンネルに軽被害

注 \* ～1980までの地震の震源、マグニチュードは文献<sup>4)</sup>により、以後は、気象庁の予知連会報への報告による。

\*\* 震央は図-1 参照

表2.2.2 鉄道トンネルの被害の集計<sup>4)</sup>

地震名	マグニ チュー ド	被害トン ネル数	*** 重度の被害トン ネル数	被害の状態 (抗門)****					被害の状態 (本体)****					被害の程度****			備 考
				1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	小	中	大	
関 東	7.9	93(34)	37(29)	55	14	8	1	15	89	15	17	15	18	56	12	25	国鉄被害のみ調査
北伊豆	7.0	1( 1)	1( 1)						1		1	1	1			1	
福 井	7.2	2( 2)	2( 2)	1	1			1	2		1	1			1	1	国鉄被害のみ調査
新 潟	7.5	19( 9)	7( 6)	5					16	44	6	4		12	7		
伊豆大島近海	7.0	9( 8)	6( 6)	5	2	2	1	1	9	1	4	3	1	3	4	2	国鉄は無被害
合 計	—	124(54)	53(44)	66	17	10	3	16	117	60	29	24	20	71	24	29	

注 \* ( ) 特殊条件のあるトンネル数、再掲

\*\* 中および大被害のトンネル

\*\*\* 1: 亀裂 2: 目違い亀裂 3: 欠落、剥落 4: 変位、変形 5: 崩壊

\*\*\*\* 小: 当面は無対策で運転可能 中: 防護工、排土、など対策の上で運行可能 大: 応急復旧、改築を要す

さらに、吉川は、大きな被害は斜面災害や地震断層に伴って生じた事例、トンネルおよび周辺の地山に欠陥があった事例が多いことに着目し、以下のような事象を特殊条件と総称してその地震被害に与える影響を検討した。

- ① 地震により生じた、斜面の滑動、崩壊、地震断層のずれによる地山の変位
- ② 若干のクリープを生じるような不安定な斜面下
- ③ 偏圧や膨圧による既変状
- ④ 無覆工やごく薄い覆工
- ⑤ 施工途上
- ⑥ 施工不良、凍害などによる覆工の強度劣化
- ⑦ 上部地山の緩み（工事中の地山の流出、崩壊を生じた履歴あり等）

以上の特殊条件に着目して表2.2.2を確認すると、大きな被害を受けたトンネルでは上記特殊条件を含むトンネルの割合が増加していることがわかる。

次に、地震被害の規模について、地震の規模と、震源からの距離と被害との関連につい

て調べた結果を図2.2.1に示す。なお、図の震源からの距離は、初動点ではなく、破断面からのものである。関東地震のような大規模な地震（M7.9）であれば、大・中被害はほぼ30km以内に限られ、特殊条件が介在しないのであれば、大・中被害はほぼ20km以内の場合に限られることがわかる。また、伊豆大島近海地震のような小規模な地震（M7.0）であれば、それぞれ、10km以内、5km以内となることがわかる。

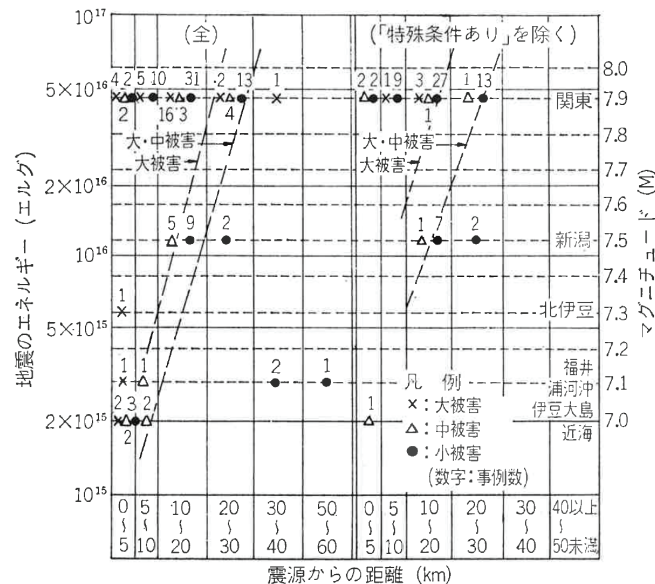


図2.2.1 震源からの距離、地震規模と被害の関係<sup>4)</sup>

吉川は以上のような調査・分析結果に基づき、マグニチュード8級の大規模地震では、震源から30km程度までの範囲では大被害を生ずる可能性があるため、既設トンネルにおいては、特殊条件があるようなトンネルについては地震対策（裏込注入・ロックボルト等）を行うべきであると述べている。また、トンネルの新設時においては、坑口部の選定に留意すること、活断層を避けて路線を選定すること等を提言している。

## 2.2.2 朝倉らの研究

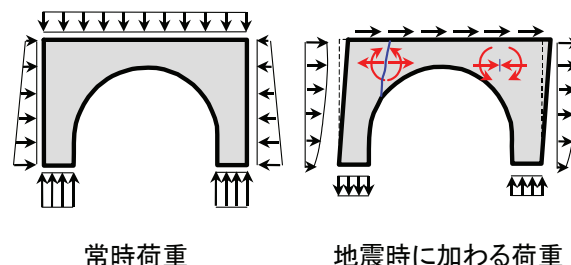
朝倉ら<sup>5)</sup>は、前述の吉川の研究を発展させ、1978年伊豆大島近海地震以降の鉄道トンネルの地震被害事例と鉄道以外のトンネルの地震被害事例とを加えて、1923年から1995年までの約70年間に発生した地震のうち、トンネルに何らかの被害を与え、かつ、その被害に関する記録が残されている17の地震について分析を行っている。調査対象とした地震を表2.2.3に示す。また、トンネルの地震被害に関する基本的な知見を得ることを目的として、過去の地震被害事例を整理し、数値解析または模型実験により被害の発生のメカニズムについて考察を行っている。

表2.2.3 日本における山岳トンネルの地震被害<sup>5)</sup>

地震名	マグニチュード	震源地	被災中心地	最大震度	トンネルの被害状況
1923年 関東大地震	7.9	相模湾 (深さ不明)	神奈川 東京	6	南関東の広範囲で100本以上のトンネルに被害、甚大な被害も多数
1927年 北丹後地震	7.3	宮津の西北西7km (深さ0km)	丹後半島の付け根部	6	震央域で2本の鉄道トンネルに極軽微な被害
1930年 北伊豆地震	7.3	熱海の西7km (深さ0km)	伊豆半島北部	6	地震断層の横切りにより1本の鉄道トンネルに激甚な被害
1948年 福井地震	7.1	福井市の北12km (深さ0km)	福井平野	6	地震断層から8km以内の2本の鉄道トンネルに大きな被害
1952年 十勝沖地震	8.2	襟裳岬の東南東沖73km (深さ0km)	北海道南部	6	北海道内の広範囲にわたり鉄道トンネル10本に軽微な被害
1961年 北美濃地震	7.0	福井・岐阜県境付近 (深さ0km)	福井・岐阜県境地域	4	震央域周辺の数本の水力発電所導水路トンネルに大きな被害
1964年 新潟地震	7.5	新潟市の北北東沖50km (深さ40km)	新潟市	6	日本海沿岸を中心に鉄道トンネル約20本と道路トンネル1本に被害
1968年 十勝沖地震	7.9	襟裳岬の南南東沖140km (深さ0km)	青森県	5	北海道内の広範囲にわたり鉄道トンネル23本に軽微な被害
1978年 伊豆大島近海地震	7.0	伊豆大島・稲取間の海域 (深さ0km)	伊豆半島南東部	5	被災中心地で鉄道トンネル9本と道路トンネル4本に甚大な被害
1978年 宮城県沖地震	7.4	仙台の東方沖112km (深さ40km)	仙台市 および近郊	5	宮城県を中心に鉄道トンネル6本に軽微な被害
1982年 浦河沖地震	7.1	浦河の南西沖18km (深さ40km)	浦河町 静内町	6	浦河周辺で6本の鉄道トンネルに軽微な被害
1983年 日本海中部地震	7.7	能代市の西方沖90km (深さ14km)	能代市 男鹿市	5	秋田県を中心に鉄道トンネル8本に軽微な被害
1984年 長野県西部地震	6.8	御岳山の南東9km (深さ2km)	王滝村	4	震央域の導水路トンネル1本に地震断層横断によると思われる被害
1987年 千葉県東方沖地震	6.7	一宮町の東方沖8km (深さ58km)	千葉県	5	中央本線相模湖駅付近で1本の鉄道トンネルの側壁に軽微な被害
1993年 能登半島沖地震	6.6	珠洲市の北方沖24km (深さ25km)	珠洲市	5	珠洲市内の道路トンネル1本に甚大な被害
1993年 北海道南西沖地震	7.8	寿都の西方沖86km (深さ35km)	奥尻島 北海道南西部	5	島牧村で落石の直撃により道路トンネル1本に甚大な被害
1995年 兵庫県南部地震	7.2	淡路町沖の明石海峡 (深さ18km)	神戸市 淡路島北部	7	20余本のトンネルに被害、うち補強・補修を要するもの10本前後

注：震源諸元については、宇佐見龍夫：新編日本被害地震総覧〔増補改訂版〕、東京大学出版会、1996年によった  
最大震度は、気象庁発表の各地の震度階のうちの最大値（震度階7は1948年福井地震の後に新設）

まず、山岳トンネルの地震被害事例を収集し、地震被害パターンが、①坑門、坑口部の被害、②不良地山区間の被害、③断層のずれによる被害の3パターンに大別することができることを示した。坑門、坑口部ではアーチ肩部のひび割れが過去の地震被害で数多く報告されているが、このような被害は、模式的には図2.2.2のように、常時作用している左右対称の荷重状態に、地震時の地盤の変形に応じた土圧および慣性力が片方向の水平力として加わった結果、アーチ肩部に曲げによる引張応力が作用し発生したものと推察される。水平震度0.2程度の地震荷重を想定して応答変位法によりシミュレーション解析を行った結果、地盤モデルや土被り荷重等の常時荷重の作用形態に関わらず、アーチ肩部に引張りひび割れが発生する可能性があることが明らかとなった（図2.2.3）。

図2.2.2 坑門部に作用する荷重<sup>5)</sup>

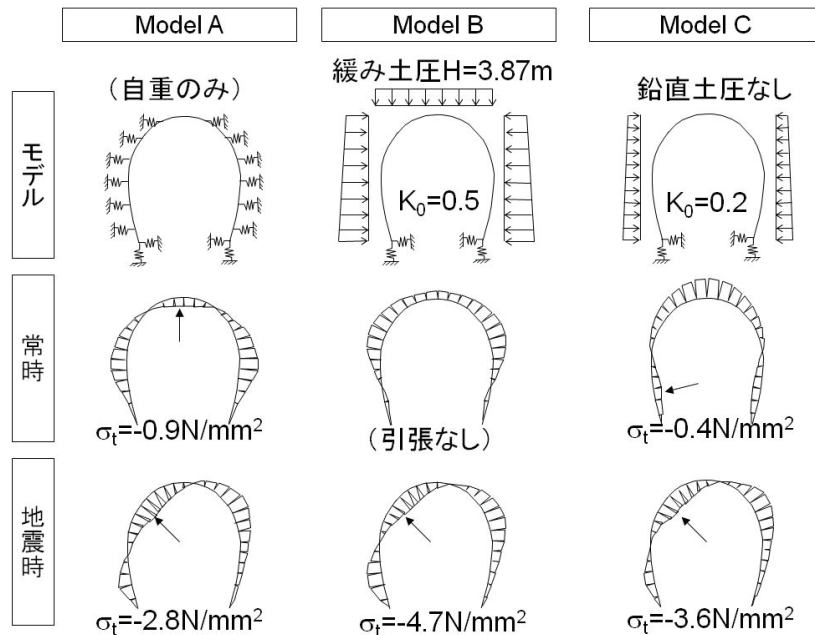


図2.2.3 地盤モデル，常時荷重による覆工に発生する地震時の曲げモーメントの変化<sup>5)</sup>

不良地山区間では天端部の圧ざ，せん断ひび割れとひび割れ先端部の剥落，および，アーチ～側壁間の打継目部での圧ざ，剥落が特徴的な被害のパターンである．これらの地震被害は，トンネルに地震時にせん断波が鉛直から $45^\circ$ の角度で入射する（図2.2.4(b)）ことにより説明できると考え，これを再現するため，地震動の入力方向，常時荷重条件等をパラメータとした解析を行った．その結果，ひび割れは，水平方向に引張となる場合は天端とインバート中央部，水平方向に圧縮となる場合は左右SL部分において生じ，不良地山区間では，山岳トンネルが鉛直から $45^\circ$ の角度で入射する地震波に伴う変形を受けた場合，天端部，SL部で曲げが大きくなり，これらの部分で圧ざ，剥離を生じる可能性があることを示した（図2.2.5）．また，覆工に常時荷重を想定した場合，せん断波の入力方向によってはせん断ひび割れも生じる可能性があることも指摘した．

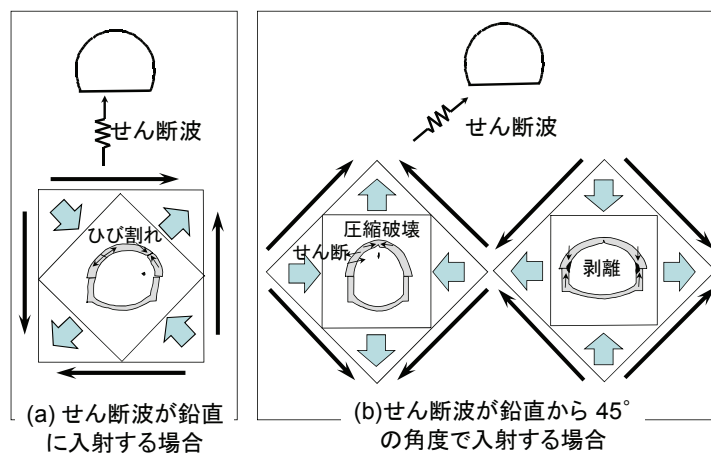


図2.2.4 地震波の入射方向と荷重の関係<sup>5)</sup>



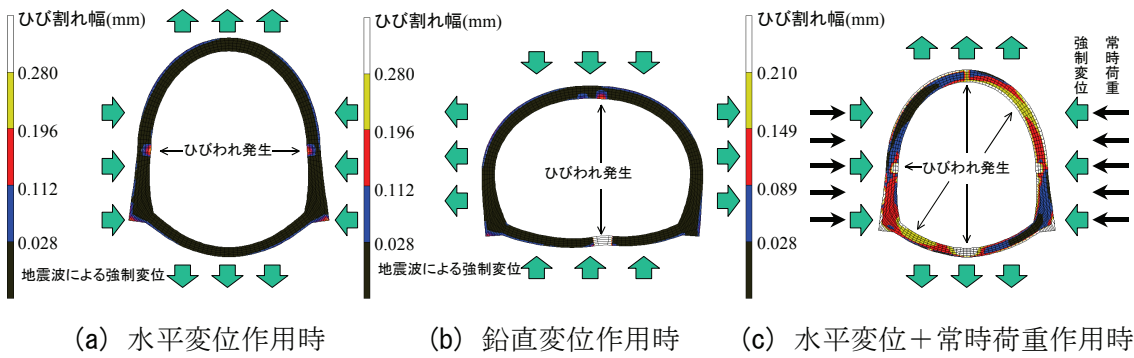


図2.2.5 荷重の作用方向によるひび割れ幅の分布の変化<sup>5)</sup>

断層のずれによる被害については、断層変位によりトンネルに相対的な変位が生じ、覆工に、せん断、引張、圧縮、さらには、ねじり方向の力を生じさせ、結果として、せん断ひび割れ、輪切り状のひび割れ、打継目に沿った圧さ・剥落、残留変形などを引き起こしたと推察した。これについては、縮尺1/30の覆工模型実験装置（図2.2.6）を用いた模型実験（図2.2.7）を行った結果、実際の被害パターン（図2.2.8）と類似したひび割れパターン（図2.2.9）を再現することができたとしている。

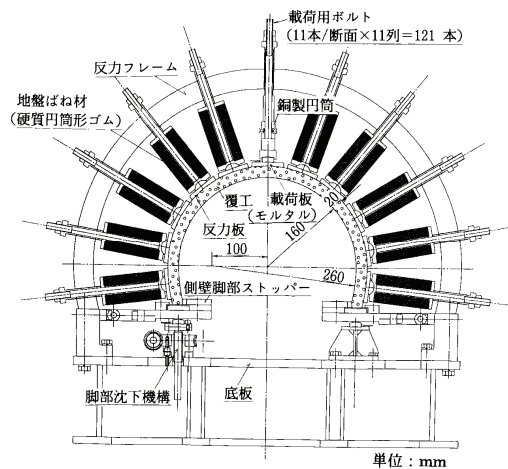


図2.2.6 模型実験装置<sup>5)</sup>

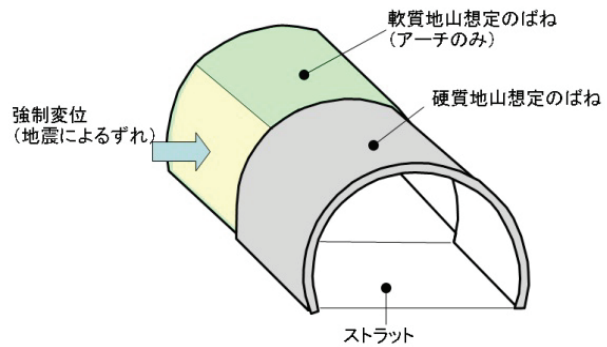


図2.2.7 覆工模型実験モデル<sup>5)</sup>

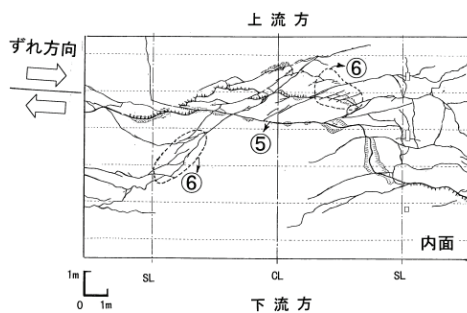


図2.2.8 実際のひび割れ展開図<sup>5)</sup>

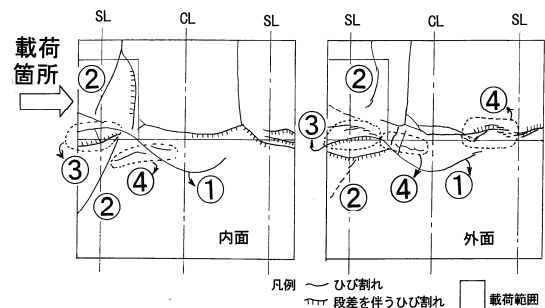


図2.2.9 模型実験におけるひび割れ展開図<sup>5)</sup>

以上のことから、①坑門、坑口部の被害、②不良地山区間の被害、③断層のずれによる被害のそれぞれの被害パターンに対して、被害のメカニズムが明らかになったと述べている。

### 2.2.3 野城らの研究

野城ら<sup>11)~14)</sup>は、前述の吉川の研究、朝倉らの研究をさらに発展させ、トンネルの耐震性向上を目的として行った最近の震災事例調査の結果と地震被害の傾向について述べている。併せて、吉川<sup>3),4)</sup>により実施された1978年伊豆大島近海地震（以下伊豆）以前の震災事例調査の結果に対して考察を行っている。

表2.2.4に示すように、1923年関東地震（以下関東）以降に山岳トンネルに被害を与えた19の地震<sup>11)</sup>のうち被害の大きかった5地震について地震被害の内訳をまとめ、これらの山岳トンネルの地震被害に対し、①被害レベル、②地震被害の形態、③震源からの距離、地震の規模と被害レベルとの関係、④特殊条件と被害レベルとの関係の各項目について分析を行っている。

表2.2.4 山岳トンネルに大きな被害を与えた地震<sup>11)</sup>

地震名	M	最大震度	被災地内のトンネル数					備考
			大被害	中被害	小被害	無被害	合計	
関東	7.9	6	25	12	56	55	148	鉄道のみ
伊豆	7.0	5	2	4	3	22	31	鉄道のみ
兵庫	7.2	7	12	-	18	80	110	鉄道以外も含む
中越	6.8	7	11	14	24	89	138	鉄道以外も含む
中越沖	6.8	6強	4	1	1	14	20	鉄道以外も含む
合計			54	31	102	260	447	

被害レベルは、文献3),4)を参考とし、補強・補修の必要性に応じて大被害～無被害の4段階に分類して整理している。図2.2.10に示すように、被災地内において、山岳トンネルは小被害～無被害の事例が多いものの、約20%のトンネルが中被害以上となっており、大きな地震では山岳トンネルも被害を受けていることが改めて確認できる。

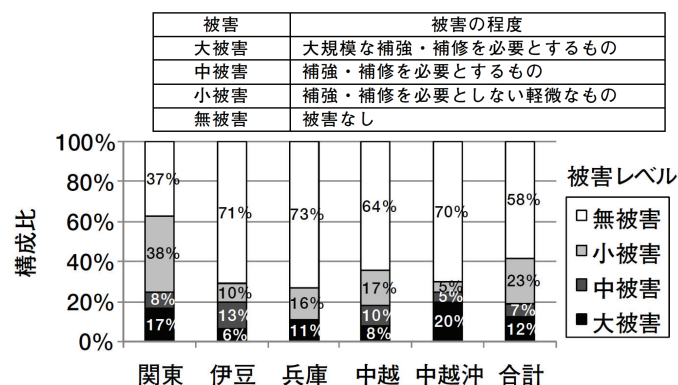


図2.2.10 地震別の被害レベルの構成比<sup>11)</sup>



また、朝倉ら<sup>5)</sup>により分類できるとされている、図2.2.11に示すⅠ～Ⅲの3タイプに、斜面災害によるものも含めて被害形態別の被災トンネル数を示している（図2.2.12）。図より、「もらい災害」である斜面災害を除けば、地質不良や小土被りに分類される事例が多く、これらの区間では地震により被害を受けやすいことが確認できる。

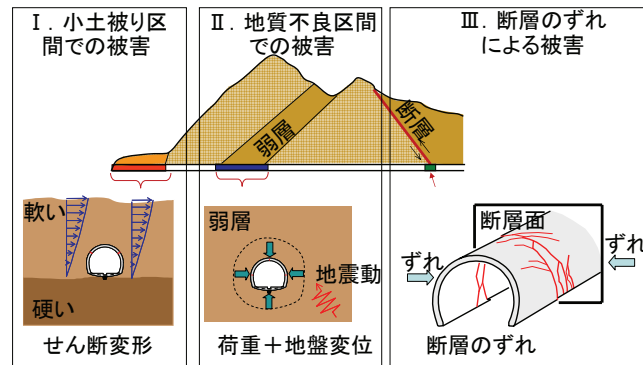


図2.2.11 地震被害の形態の分類<sup>11)</sup>

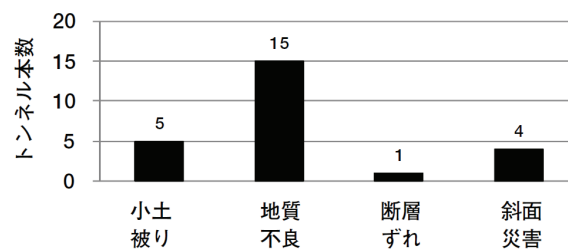


図2.2.12 被害形態別の被災トンネル数<sup>11)</sup>

さらに、野城らは、震源からの距離とトンネルの被害レベルとの関係を論ずる場合、地震断層面からの距離（図2.2.13）により整理する必要があるとしている。図2.2.14に、地震断層面からの距離、地震の規模（M）と被害レベルとの関係を示す。図より、目安としてM8程度の地震であれば地震断層面からの距離が30km以内の場合、M7程度の地震であれば同じく10km以内の場合に中被害以上の被害が生じる可能性が高くなると言える。

また、トンネルの地震被害を大きくする要因には、地震の規模と震源からの距離の他にもいくつかの要因があるとしている。例えば、トンネルの覆工が既に変状を生じていた場合では同じ地震動でも地震により被害を受けやすいと言え、このような地震動以外の要因を特殊条件と称している。吉川<sup>3)</sup>によれば特殊条件として図2.2.15に示すような7つの条件があるとされており、図2.2.16に表2.2.4で示した5地震について、被災した全トンネル（兵庫以降は中被害以上のみ）に対する特殊条件を有するトンネルの占める割合を示す。図より、大被害のトンネルにおいては特殊条件を有するトンネルの占める割合が高いことがわかる。

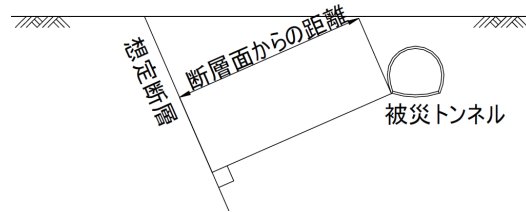


図2.2.13 地震断層面からの距離、地震の規模と被害レベルとの関係<sup>14)</sup>

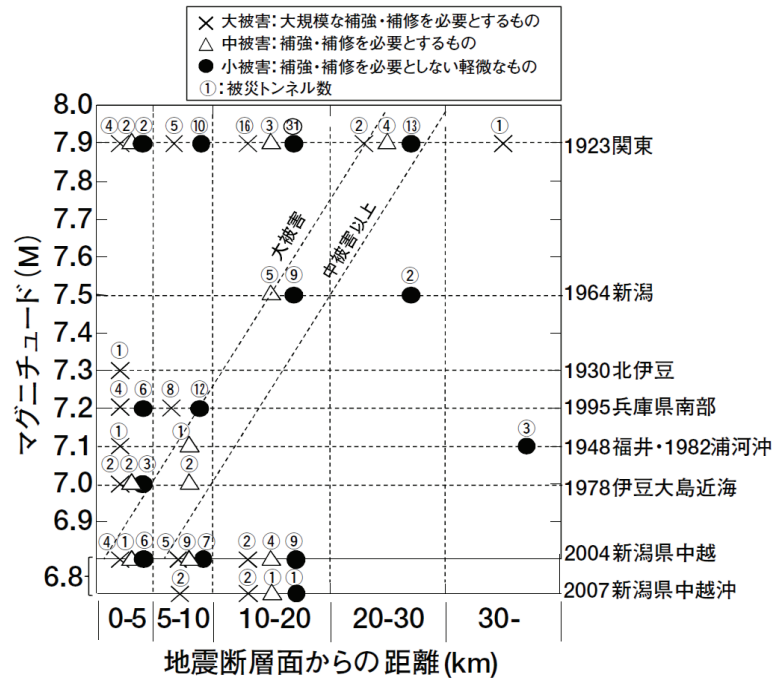


図2.2.14 地震断層面からの距離、地震の規模と被害レベルとの関係<sup>11)</sup>

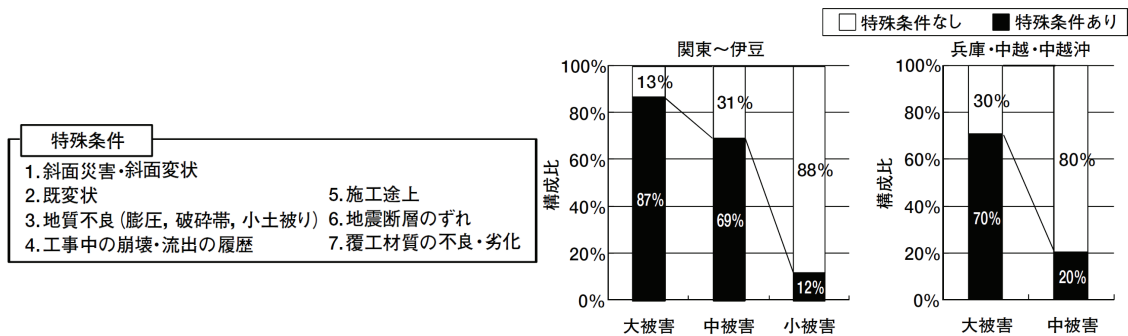


図2.2.15 特殊条件<sup>3)</sup>

図2.2.16 特殊条件の影響<sup>11)</sup>

以上のように、野城らの研究においては、先行研究である吉川の研究ならびに朝倉らの研究で得られている知見が裏付けられる結果が示されている。しかしながら、近年発生した中越（M6.8）および中越沖（M6.8）では、過去の地震と比較して、小さなマグニチュードで大きな被害、かつ、地質不良部での地震被害の割合が大きくなっていることが特徴的である点も示されている。

## 2.3 実トンネルにおける既往の地震時挙動計測事例

### 2.3.1 青函トンネルの計測事例

青函トンネルは、1988年3月に開業した全長53.9km、海底部が23.3km、海底部のトンネルが海底約100m、海峡中央部付近では海面下約240mに位置している海底トンネルである。海底深くの堅固な岩盤に位置しているが、いくつかの断層を貫いているため、異常検知に万全を期して様々な防災設備が設置されている。それらの防災設備のうち地震防災を目的としたシステム（STEAMS）が設置してあり、この地震防災システムが1993年釧路沖地震と1993年北海道南西沖地震の際に記録したトンネル地震時挙動について報告<sup>15), 16)</sup>がなされている。

#### (1) 計測システム概要

STEAMSは、トンネル内外に設置した8基の警報地震計、4基のUrEDAS、84基の高感度ひずみ計、27基の流量計、4基の温度計、4基の湿度計、4基の気圧計そしてそれらを統括する中央処理装置から構成されている。高感度ひずみ計は、16km、21km、30km、33kmの4箇所にA、B、Cの3断面を50m間隔として設置されている<sup>15), 16)</sup>。図2.3.1に青函トンネルにおける地震防災システムのセンサー配置を示す。

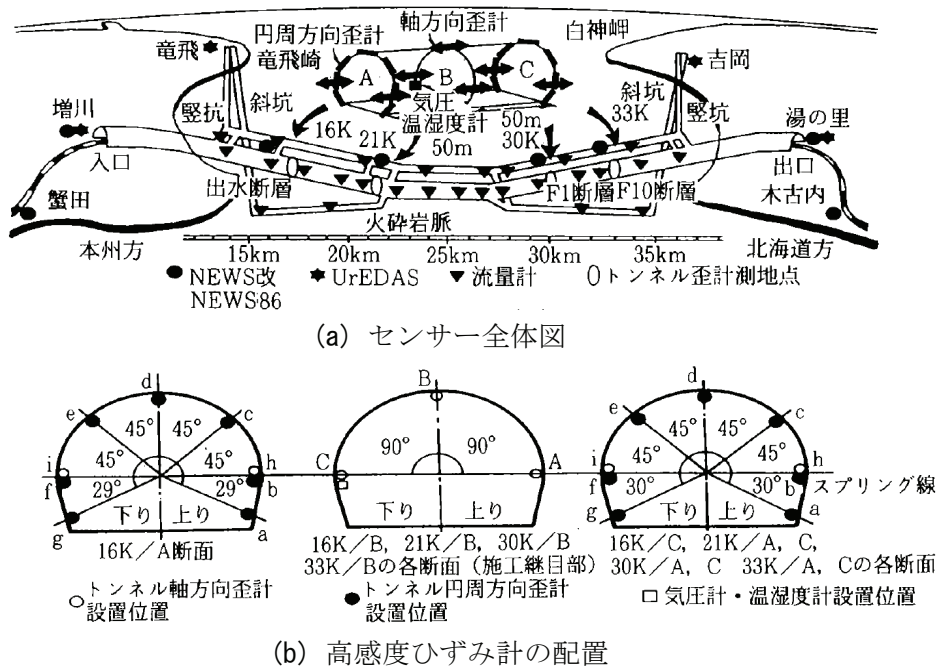


図2.3.1 青函トンネルにおける地震防災システムのセンサー配置<sup>15), 16)</sup>

#### (2) 1993年釧路沖地震による挙動

1993年1月15日20時6分に発生した釧路沖地震<sup>15)</sup>は、青函トンネルから400km程度離れた地点で発生したM7.6の地震である。図2.3.2に震度分布図を示す。青函トンネル付近で記録された地表面水平合成最大加速度は、蟹田77gal、増川10gal、木古内61galなどで

あった。一方、トンネル内における水平合成最大加速度は、30K 地点で 7gal, 33K 地点で 6gal であった。

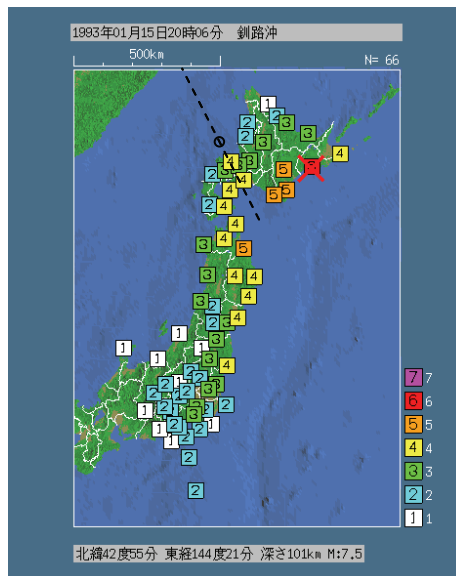
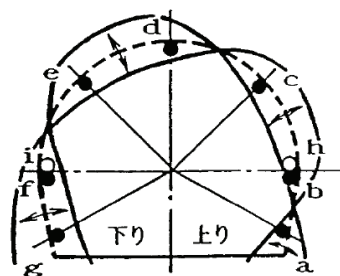


図 2.3.2 釧路沖地震の震度分布図（気象庁ホームページより）

地震時のトンネル覆工ひずみ変動を、ひずみ波形の位相を考慮して解析することにより、図 2.3.3 に示すように、トンネル横断方向の変形パターンの様子が明らかとなった。トンネルの断面変形パターンは、起点を背にして右上がり、あるいは左上がりに 30 度程度、あるいは左上がりに 60 度程度傾斜した方向に振動の中心があり、トンネル周辺の地質特性や岩盤の走行傾斜等の影響が想定されるとの知見が示されている。さらに、地震動（せん断波）の入射方向もトンネルの断面変形パターンに影響を与えていることが想定される。



図は変形のパターンを表したもので、  
変形量そのものを表したものではない。

図 2.3.3 トンネル断面変形パターン（30km 地点、釧路沖地震）<sup>15)</sup>

### (3) 1993 年北海道南西沖地震による挙動

北海道南西沖地震<sup>16)</sup>は、1993 年 7 月 12 日 22 時 17 分、北緯 42 度 47 分、東経 139 度 11 分の北海道南西沖の深さ 35km の地点に発生した M7.8 の地震である。震源位置は、青函ト

ンネルの北海道方坑口（湯の里）から北北西約 160km の位置に当たるが、震源域は、同坑口の西約 50km の付近まで達している。青函トンネル付近で観測された水平合成最大加速度は、蟹田 121gal, 増川 54gal, 湯の里 81gal, 木古内 214gal であり、トンネル坑内における水平最大合成加速度は、16km 地点で 38gal, 21km 地点で 39gal, 30km 地点で 67gal, 33km 地点で 56gal である。図 2.3.4 にトンネル坑内各地点で観測された加速度時刻歴波形を示す。また、図 2.3.5 に震度分布図を示す。

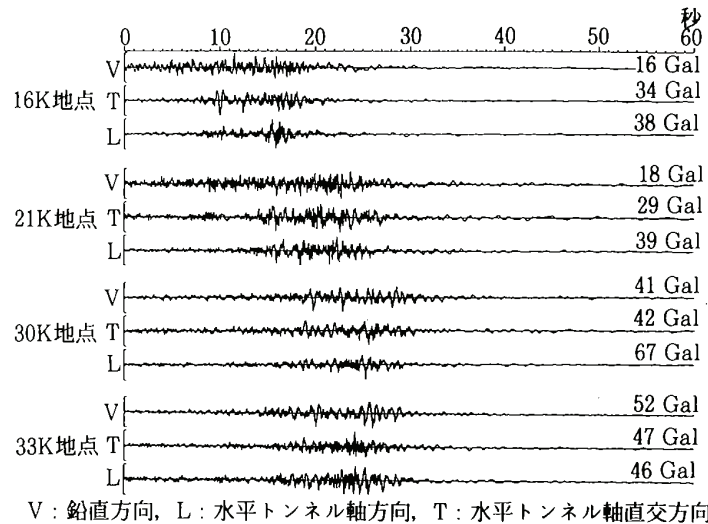


図 2.3.4 トンネル坑内各地点で計測された加速度時刻歴波形<sup>16)</sup>

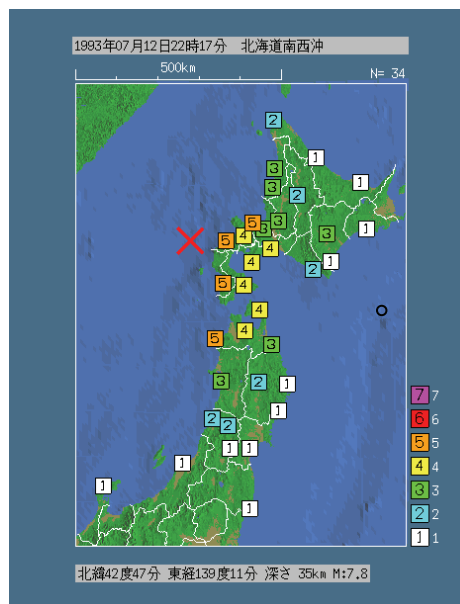


図 2.3.5 北海道南西沖地震の震度分布図（気象庁ホームページより）

地震動の最中のトンネル覆工の変動は、断層監視の全地点で記録されている。これら波形の位相差と振幅を考慮して解析することによりトンネル断面の変形パターンとトンネル

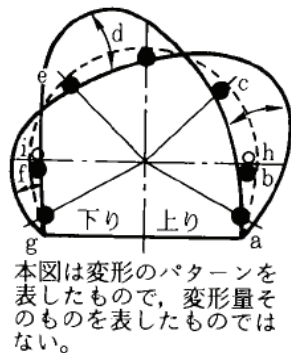
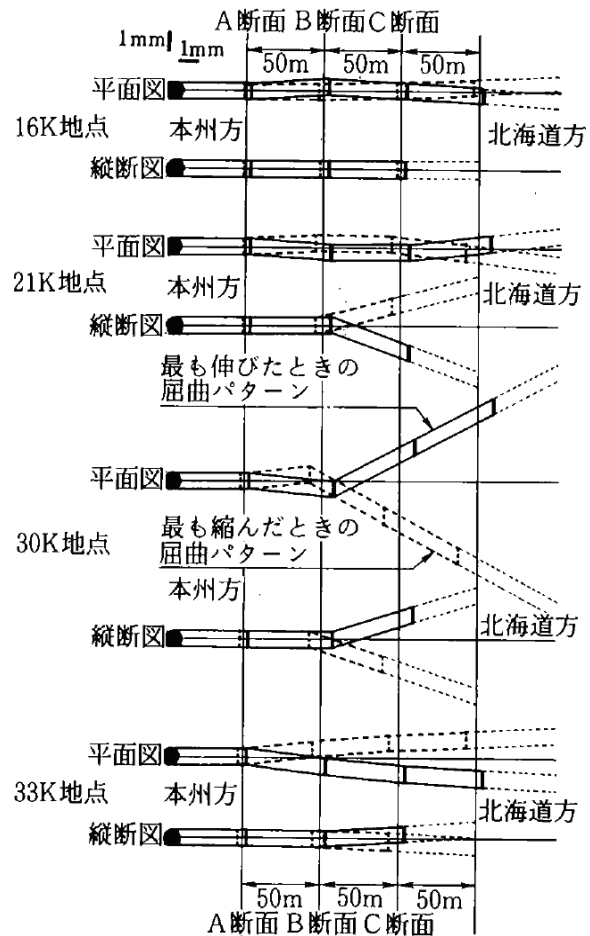


図 2.3.6 トンネル断面変形パターン  
(33km 地点、北海道南西沖地震)<sup>16)</sup>



《基準の取り方》

- (1) 水平方向は、A断面より本州方を基準に取る。
- (2) 鉛直方向は、A断面とB断面の間を基準に取る

図 2.3.7 地震時のトンネル軸方向の  
伸縮・屈曲パターン<sup>16)</sup>

軸方向の屈伸・屈曲の様子が明らかとなった。

33km 地点の A、C 断面で観測されたトンネル断面変形パターンを図 2.3.6 に示す。この変形パターンは、本州方を背にしてみた断面の左上から右下にかけて  $60^\circ$  程度の傾きを持った軸とこれと直交する軸の方向に振動の中心があり、トンネル周辺の地質特性や岩盤の走行傾斜等の影響が想定されるとの知見が示されている。これは、前述の釧路沖地震とほぼ同様な変形パターンであるとされている。さらに、地震動（せん断波）の入射方向もトンネルの断面変形パターンに影響を与えていることが想定される。

図 2.3.7 に全監視地点のトンネル軸方向の屈伸・屈曲パターンを示す。図はひずみ計から推定されるトンネル縦断方向の変動を示す。これらの計測結果のうち 30km 地点の挙動が顕著である。これは、30km 地点には、主要な断層である F1 断層があり、しかも震源域からの距離は約 50km とかなり近接した場所であったこと、他の地点と比較しても地震加速度が大きかったこと、さらにこの部分の覆工に以前から発生していたひび割れによって軸方向に伸縮・屈曲し易くなっていたこと等が原因として考えられる。なお、この位置にお



るひずみ計は、ひび割れを跨ぐように設置されていることが確認されている。

加速度波形と覆工ひずみ波形のフーリエスペクトルを比較した結果、覆工ひずみ波形のフーリエスペクトルの形状と地震加速度のフーリエスペクトルの形状が良く一致していることから、トンネルは、周辺岩盤に密着して挙動することを説明付けている。

### 2.3.2 新宇佐美トンネルの計測事例

山岳トンネルにおける空洞および岩盤の地震時挙動を明らかにする目的で、JR伊東線新宇佐美トンネルにおいて地震観測が実施されている<sup>17),18)</sup>。観測区間は  $V_p=2.3\sim3.2\text{km/s}$  の玄武岩からなり、計測地点の土被りは260m程度である。

#### (1) 計測システム概要

観測は、地震時動的測定および常時静的測定の2系統で行われている。動的観測は、加速度計8台、トンネル覆工部ひずみ計10台、岩盤内ひずみ計6台である。図2.3.8に観測装置配置図を示す。また、図2.3.9にひずみ計設置図を示す。

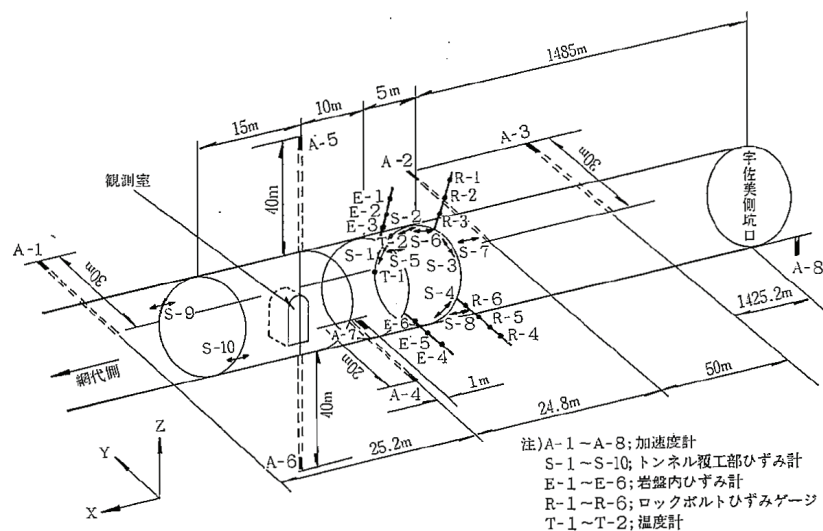


図 2.3.8 観測装置配置図<sup>17)</sup>

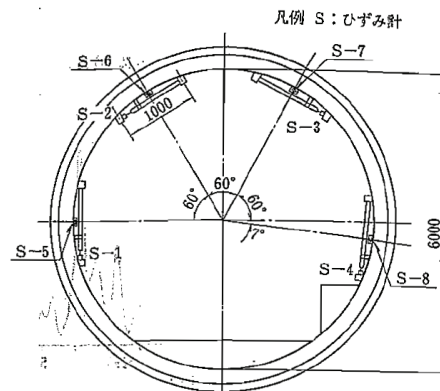


図 2.3.9 ひずみ計設置図<sup>17)</sup>

(2) 地震による挙動

1983年より観測を実施し、1年間の間に10個の地震を観測している。図2.3.10に観測地震の震央位置を示す。また、表2.3.1に地震観測記録一覧を示す。

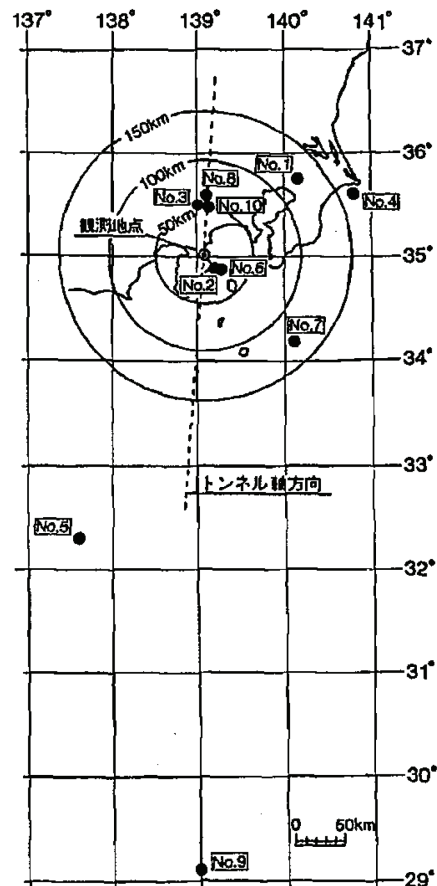


図 2.3.10 観測地震の震央距離<sup>17)</sup>

表 2.3.1 地震観測記録一覧<sup>17)</sup>

地震番号 No.	観測 年月日	マグニチュード	震央距離 (km)	震源深さ (km)	観測値			
					水平最大 加速度 (gal)		最大ひずみ (μ)	
					岩盤内	坑口	覆工 周方向	覆工 軸方向
1	1983.7.13	4.2	123.1	73	0.49	1.53	0.07	0.03
2	1983.7.27	2.9	18.8	15	1.33	0.78	0.20	0.04
*3	1983.8.8	6.0	51.7	22	7.42	15.21	8.84	1.77
*4	1983.12.30	5.4	166.9	60	0.60	2.28	0.41	0.10
*5	1984.1.1	7.5	328.1	340	1.12	2.09	2.22	0.65
6	1984.1.12	3.3	25.0	10	1.42	2.49	0.35	0.06
7	1984.2.13	5.3	130.0	90	0.64	1.89	0.30	0.13
8	1984.2.14	5.3	62.5	20	0.99	2.77	0.87	0.16
*9	1984.3.6	7.9	656.3	400	2.57	2.94	3.10	1.61
10	1984.6.26	4.6	50.5	20	2.39	3.29	0.62	0.09

• 波形解析に用いている地震



これらの観測記録の波形解析により，トンネル周方向ひずみから，図 2.3.11 に示すトンネル横断面の変形モードを想定した．

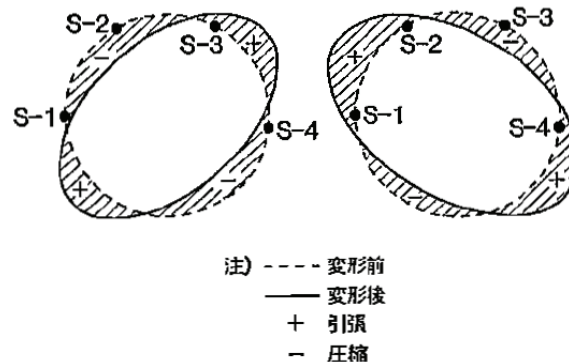


図 2.3.11 想定される空洞横断面の変形モード<sup>17)</sup>

## 2.4 山岳トンネル覆工の補強効果ならびに開削トンネルの地震対策工に関する既往の研究

### 2.4.1 無筋コンクリート山岳トンネル覆工における繊維補強の効果に関する研究

#### (1) 岡野らの研究

岡野ら<sup>19)</sup>は，縮尺1/5のトンネル覆工模型実験装置（図2.4.1）を用いて，繊維補強コンクリートの効果について実験を行っている．

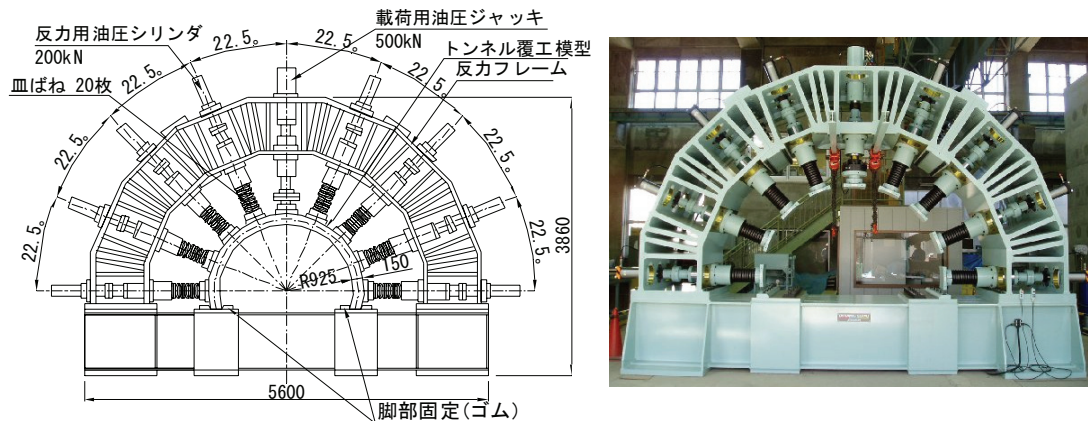


図2.4.1 トンネル覆工模型実験装置<sup>19)</sup>

この実験においては，(a)無筋コンクリート，(b)ポリプロピレン繊維補強コンクリート（混入率0.5Vo1%），(c)鋼繊維補強コンクリート（混入率0.5Vo1%）の3つの供試体に対し，天端のジャッキから鉛直下方に強制変位を与えて载荷を行っている．実験で得られた荷重～変位（天端沈下量）関係を図2.4.2に示すが，繊維補強により最大荷重が向上していることがわかる．また，(c)鋼繊維の場合は载荷初期のひび割れ発生による剛性の低下も小さい．実験終了時のひび割れおよび圧ざの発生位置を図2.4.3に示すが，(c)鋼繊維の場合はひび割れの数が増加し，分散していることがわかる．実験終了時の圧ざ発生状況を図2.4.4に示

すが、(a)無筋の場合はひび割れの反対側で圧が発生した後に剥落したが、(b)ポリプロピレン繊維と(c)鋼繊維の場合は圧ざしても剥落しておらず、繊維補強を行った供試体は剥落に対して優れた抵抗性を持つことが確認できる。

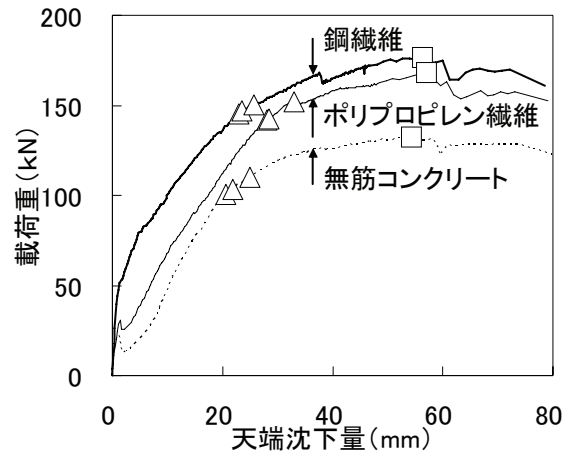


図2.4.2 荷重～変位（天端沈下量）関係<sup>19)</sup>

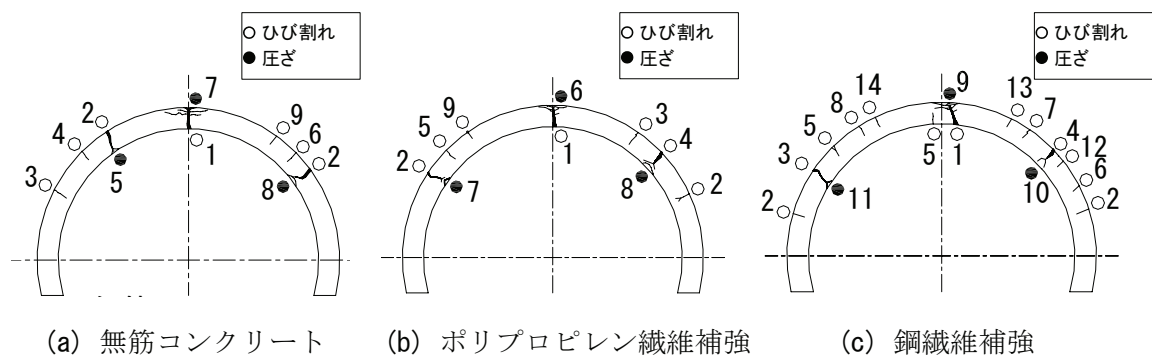


図2.4.3 ひび割れおよび圧ざの発生位置（実験終了時）<sup>19)</sup>



(a) 無筋コンクリート (b) ポリプロピレン繊維補強 (c) 鋼繊維補強

図2.4.4 実験終了時の圧ざの発生状況<sup>19)</sup>

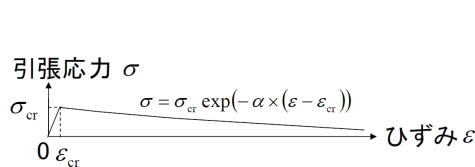
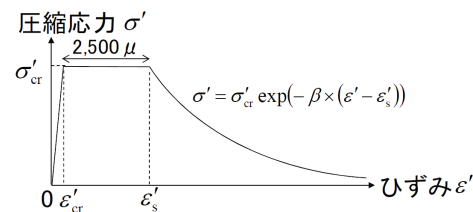
以上のことから、トンネル覆工に繊維補強コンクリートを用いた場合、耐力の増加と剥落防止の効果が認められること、また、鋼繊維を用いた場合、ひび割れ分散の効果も認められる等の知見が得られている。

## 2.4.2 無筋覆工の圧縮破壊後の軟化を考慮した解析手法に関する研究

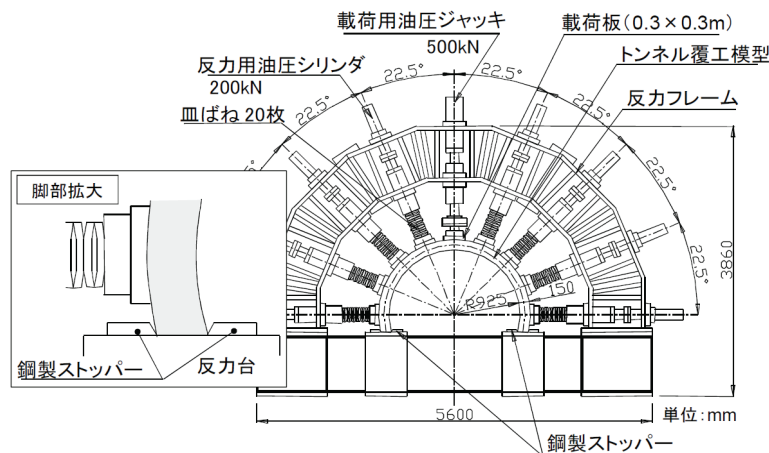
## (1) 野城らの研究

野城ら<sup>20)</sup>は、トンネルの限界状態と考えられる無筋コンクリート覆工の圧ぎに着目し、圧縮破壊後の軟化を考慮することにより無筋コンクリートの圧ぎを表現できる解析モデルを提案し、模型実験のシミュレーション解析や、実トンネルにおける地震被害の再現解析を行った結果について示している。

圧ぎを正しく表現するためには、引張強度到達後や圧縮強度到達後の挙動をモデル化することのできる解析手法が必要となる。そこで、引張破壊および圧縮破壊については、それぞれ図2.4.5および図2.4.6に示すように、引張破壊後および圧縮破壊後のコンクリートは指数関数により軟化するものとしてモデル化している。ここに、ひび割れ発生時の応力を $\sigma_{cr}$ 、ひび割れ発生時のひずみを $\varepsilon_{cr}$ 、引張軟化係数を $\alpha$ 、圧縮強度を $\sigma'_{cr}$ 、軟化開始時のひずみを $\varepsilon'_{cr}$ 、圧縮軟化係数を $\beta$ としている。

図2.4.5 引張軟化特性<sup>20)</sup>図2.4.6 圧縮軟化特性<sup>20)</sup>

上記の解析モデルを用いて、大型トンネル覆工模型実験装置（図2.4.7）によるコンクリート覆工の載荷実験のシミュレーション解析を行っている。図2.4.8は、トンネルの変形（覆工内面の変位）について実験と解析の両者を比較したものである。覆工内面の変位について、解析は実験結果をよく表現できていることがわかる。また、図2.4.9に示すように、荷重～変位関係についても、実験結果と解析結果はよく一致しており、圧ぎの発生のタイミングは実験と解析とで大きな差は見られない。

図2.4.7 大型トンネル覆工模型実験装置<sup>20)</sup>

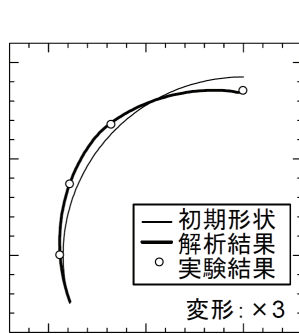


図2.4.8 トンネルの変形の比較<sup>20)</sup>

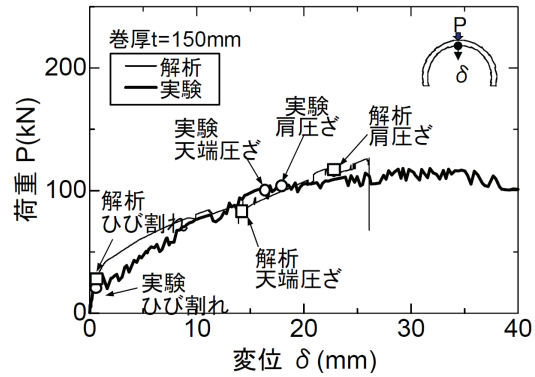


図2.4.9 実験と解析との比較（荷重～変位関係）<sup>20)</sup>

さらに、本手法を用いて、実トンネルの地震被害の再現解析を試みている。図2.4.10に示すように、解析結果により確認された変状は、1995年兵庫県南部地震における六甲トンネルの被害事例<sup>6)</sup>をよく表現しているものとなっている。

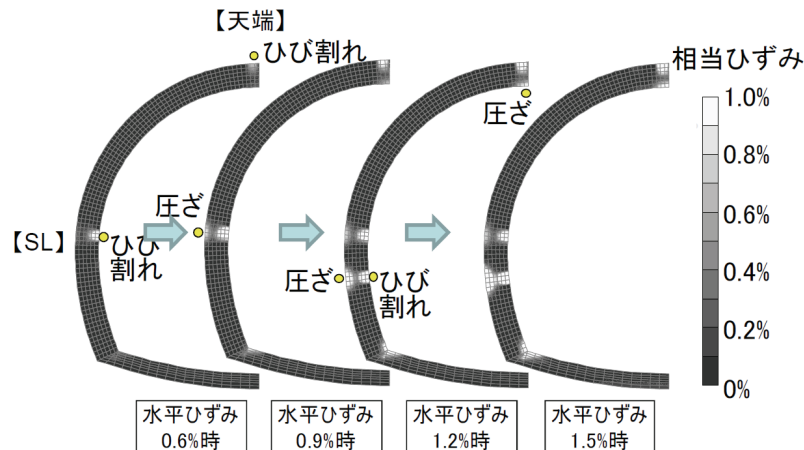


図2.4.10 覆工のひずみの分布（水平方向に変位を作用させたケース）<sup>20)</sup>

### 2.4.3 開削トンネルにおける緩衝材の効果に関する研究

#### (1) 桐生らの研究

桐生ら<sup>21)</sup>により、開削トンネルの側壁部の地震対策として、ポリビニルアルコール系のポリマー材を混合した土を開削トンネルの両側に配置することで構造物に作用する地盤変位荷重を遮断する免震工法（図2.4.11）が研究されている。

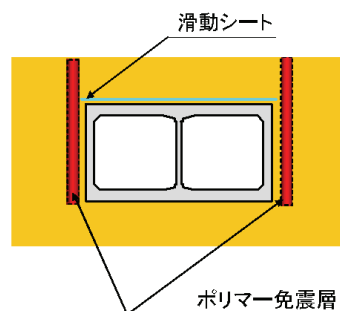


図2.4.11 ポリマー免震工法<sup>21)</sup>

図2.4.12にポリマー材を混合した土の三軸試験の結果の例を示すが、ポリマー混合土（配合1，2）は、豊浦砂と溶液ホモゲルの中間の性質を有している．このポリマー免震工法について、ポリマー混合土と地盤との剛性比，免震層幅，トンネルとの離隔距離に着目してパラメータ解析が実施されている．その解析条件を図2.4.13に，解析結果を図2.4.14に示す．図より，せん断弾性波速度比で1/100までであれば軟らかいほどトンネル躯体の断面力は低下すること，また，層厚は400mm程度あれば十分であること，トンネルとの離隔距離についてはそれほど感度が高くないことが示されている．その他，上載土が上床版のせん断力に与える影響は小さいことも明らかになっている．

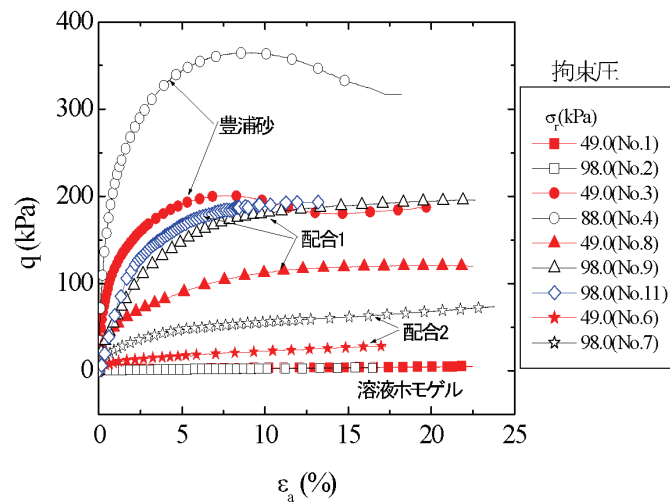


図2.4.12 三軸試験結果の例<sup>8)</sup>

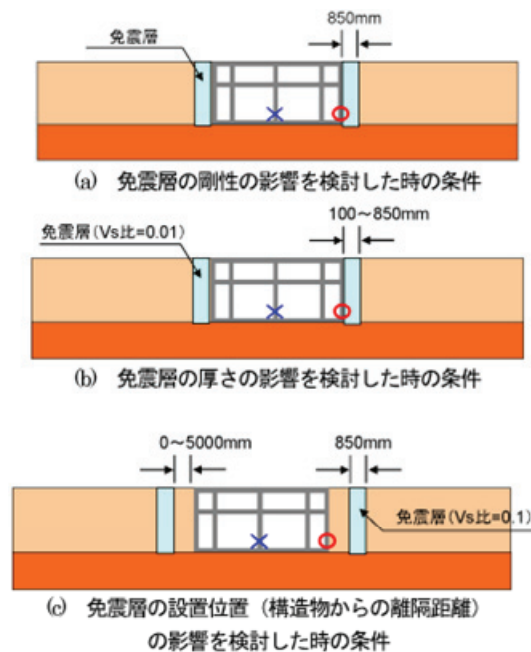


図2.4.13 パラメータ解析の条件<sup>21)</sup>



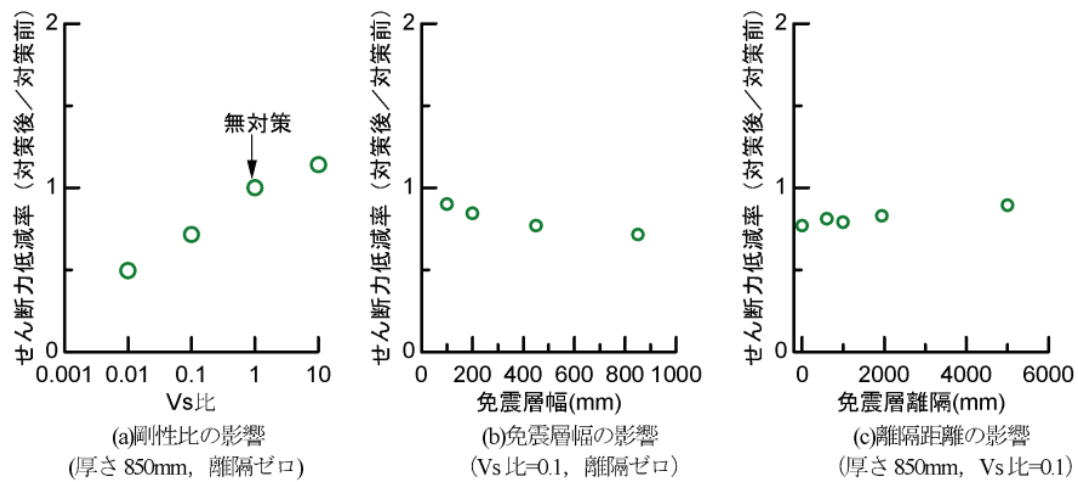


図2.4.14 ポリマー免震工法の各種パラメータ解析結果<sup>21)</sup>

免震作用のメカニズムについても解析的に検討されており、免震効果に支配的な要因は、上載土の応力状態ではなく、側方地盤の応力状態の差異であることが示されている。すわち、図2.4.15に示す、「地盤が作用となるモード」では免震効果が有効に発揮され、逆に、「地盤が抵抗となるモード」では免震効果が有効に発揮されないことが結論として示されている。

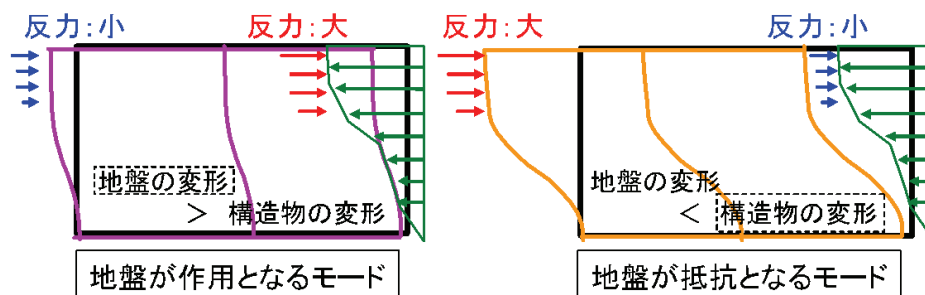


図2.4.15 地盤の変形モード<sup>21)</sup>

## 2.5 トンネルにおける耐震設計法の現状

### 2.5.1 耐震設計法の基本

鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）<sup>22)</sup>によれば、鉄道橋りょう、高架橋、基礎構造物、抗土圧構造物、開削トンネル、特殊な盛土の耐震設計にあたっては、地震動は、構造物の設計耐用期間中に数回程度発生する大きさの地震動（L1 地震動）および発生する確率は小さいが非常に強い地震動（L2 地震動）を想定し、それぞれの想定地震動に対して必要とする耐震性能を定めるが、その場合構造物の重要度も勘案することとしている。

耐震性能は、L1 地震動に対しては、補修せずに機能が保持できること、および列車の走行上必要な剛性等を確保できることを目標としている。また、L2 地震動に対しては、少なくとも構造物全体系が破壊しない範囲に損傷を留め、比較的重要と判断される構造物では

地震後早期に修復できるレベルに損傷や残留変形を留めることを目標としている。

耐震設計の手順は、基盤で設定した地震動を用いて、表層地盤の応答計算を行い、その地震動を構造物に入力して応答を求め、その耐震性能を照査することを基本としている。

なお、構造物の設計法としてレベルの差はあるが、土質調査に基づいて地盤種別を選定し、その地盤ごとに設定してある地震動を用いて算定した所要降伏震度スペクトルや構造物と地盤の剛性を設定して作成したノモグラム等を使用して構造物の応答値を算定できる簡易な設計法（非線形スペクトル法）と地盤および構造物の時刻歴動的解析を行う詳細な設計法（時刻歴動的解析法）が示されている。

### 2.5.2 開削トンネルにおける耐震設計法

例えば、鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）<sup>22)</sup>および鉄道構造物等設計標準・同解説（開削トンネル）<sup>23)</sup>によれば、開削トンネル等の地下構造物は、地震時に地震振動の影響を受け、ほぼ地盤の変形に追随した挙動を示すが、詳細には周辺地盤と構造物の剛性比等によりその応答が定まるとしている。したがって、

- ① 地下構造物の応答値の算定においては、構造物と周辺地盤との相互作用を考慮する必要がある。
- ② 地盤および構造物は、地震時に顕著な非線形性を示すため、これらを適切に考慮する必要がある。

としている。ただし、L1地震動に対する検討では、構造物を損傷レベル1（無損傷）に収めることが基本であるため、構造物は弾性体として取り扱ってもよいこととしている。

応答値の算定にあたっては、一般的な開削トンネルについては、応答変位法を、さらに、一般的な規模の開削トンネルで側方地盤が一樣とみなせる場合は、簡易応答変位法を用いてよいとしている。詳細な検討を行う場合や、構造条件、地盤条件が複雑な場合は、地盤と構造物の相互作用ならびに地盤および構造物の非線形挙動を考慮できる時刻歴の動的非線形解析によるのがよいとしている。

### 2.5.3 シールドトンネルにおける耐震設計法

例えば、鉄道構造物等設計標準・同解説（シールドトンネル）<sup>24)</sup>によれば、トンネルがほぼ均一な地盤中にあり、かつ土被りが大きい場合には、トンネルは周辺地盤とほぼ同様に振動するので、地震の影響は大きくないものと考えられるとしている。ただし、次に示す条件がある場合には、トンネルの地震時挙動は、周辺地盤の挙動に大きく影響されることから、周辺地盤の挙動およびトンネルと周辺地盤の動的相互作用を評価し、地震の影響を検討することが望ましいとしている。

- ① 断面、剛性が極端に変化する場合（立坑との接合部等）
- ② 地盤条件が局所的に変化する場合（不整形地盤）

- ③ 土被り厚が急変する場合
- ④ 著しい急曲線の場合
- ⑤ 軟弱地盤中の場合
- ⑥ 地震時に液状化する地盤中に存在または接する場合

トンネルは、見かけの単位体積重量が周辺地盤の単位体積重量に比較して軽いと同程度が多いので、一般に地震の影響としては、地震動に伴って周辺地盤に生じる変位、変形等が主要なものとなる。そこで、トンネルの耐震設計法は応答変位法によるものとしている。ただし、構造物の規模が大きい場合や地層構造が複雑な場合等は地震応答解析によるのがよい場合もあるとしている。

#### 2.5.4 山岳トンネルにおける耐震設計法

例えば、山岳トンネル設計施工標準・同解説<sup>25)</sup>によれば、

- ① トンネル坑口付近は土被りが小さく地山条件も悪く、周辺地山の地震力の影響を受けやすいこと
- ② 地震によって発生した坑口付近の斜面の地すべり、崖錐の崩壊等による偏圧等がトンネルに作用すること

の2項目の原因により、地震によるトンネル被害の多くは、斜面災害による坑門あるいは坑口付近の覆工の変状、崩壊によるものであるとしている。そのうえで、地形によっては斜面を転落する岩石等の影響を受けるので、坑口付近の設計にあたっては、坑口付けのため地山に大きく切り込むことはできるだけ避け、坑口を前に出すようにし、当該地域の地形、地質、過去の震害等の調査結果を参考にして、必要により地すべり抑止杭、落石防護工、抱きコンクリート、鉄筋コンクリート構造の覆工ならびにインバート等による対策を検討しておく必要があるとしている。また、緩い崖錐部や斜面部で土被りが極端に小さい場所に設置する坑口部や坑門はもちろん、土被りの急変部、地質条件やトンネル構造の急変部では、耐震設計にもとづいた構造上の配慮が必要であるとしている。特に、地形勾配がなだらかで土被りがあまり増加しない場合の坑口部付近の設計にあたっては、表 2.5.1 に示すように、鉄道構造物等設計標準・同解説（開削トンネル）<sup>23)</sup>や鉄道構造物等設計標準・同解説（都市部山岳工法トンネル）<sup>26)</sup>を適用し、耐震検討の必要性の有無を含めて、地震の影響を考慮することとしている。



表 2.5.1 地形勾配がなだらかで土被りが余り増加しない場合の坑口部の覆工の補強例<sup>25)</sup>

区 分	土被り	構 造	主荷重	設計手法	適用基準
坑門部	無	複鉄筋コンクリート	耐震 雪、雪崩 側土圧 等	限界状態 設計法	鉄道構造物等 設計標準－開 削トンネル <sup>1)</sup>
坑口付け部	0～2m	複鉄筋コンクリート	耐震 全土圧		
小土被り 区間	2～5m	繊維補強コンクリート* <sup>1</sup>	－	鉄道構造物等設計標準－都市 部山岳工法トンネル <sup>2)</sup> 別途耐震性をチェックする	
		複鉄筋コンクリート* <sup>2</sup>	全土圧		
	5m～1D	無筋コンクリート* <sup>3</sup>	－		
		繊維補強コンクリート* <sup>4</sup>			
一般部	1D 以上	無筋コンクリート	－		

\*1 土被り 2～5m の区間については、繊維補強コンクリートによる覆工を基本とする。（地震の影響の基盤層との層境あるいはその直上にトンネルが位置しない場合）

\*2 地震の影響の基盤層との層境あるいはその直上にトンネルが位置する場合。

\*3 土被り 5m～1D 区間については、無筋コンクリートによる覆工を基本とする。

\*4 地質条件が悪い場合については、繊維補強コンクリートによる補強を行うこととする。

## 2.6 まとめ

本章においては、山岳トンネルの地震被害事例の分析や地震被害メカニズムについての既往の研究、実トンネルにおける既往の地震時挙動計測事例を整理するとともに、代表的な地下構造物である開削トンネル、シールドトンネルおよび山岳トンネルにおける耐震設計法を、現行の技術基準をもとに整理した。

山岳トンネルの地震被害の事例分析に関する既往の研究については、以下のような知見が得られていることがわかった。

① 地震被害事例調査に基づき山岳トンネルが地震により被害を受ける際の要因や被害パターンを明らかにすることを目的とした研究においては、山岳トンネルは一般的には地震に強い構造物であることが示されている。

② 吉川の研究では、

- ・地震の規模が大きい
- ・トンネルが震央もしくは地震断層の近傍にある（マグニチュードで M7 の地震では 10km 以内、M8 では 30km 以内）
- ・特殊条件（例えば坑口周囲の斜面が不安定な場合、地山に何らかの欠陥がある場合等）が介在する

という条件がそろえば、山岳トンネルでも地震被害を受ける可能性が高いことを指摘している。

③ 朝倉らの研究では、山岳トンネルの地震被害は、

- ・坑門、坑口部の被害
- ・不良地山区間の被害

・断層のずれによる被害

の3パターンに大別することができるとされており、模型実験と数値解析によってそれらを再現することによって、被害メカニズムを明らかにしている。

- ④ 野城らの研究では、先行研究で得られている知見が裏付けられる結果が示されているものの、近年発生した中越および中越沖地震では、過去の地震と比較して、小さなマグニチュードで大きな被害、かつ、地質不良部での地震被害の割合が大きくなっていることが特徴的である点が示されている。

実トンネルにおける既往の地震時挙動計測事例より以下の知見を得た。

- ① 山岳トンネルに加速度計、ひずみ計等を取り付け、山岳トンネルの地震時挙動を計測した事例があり、これらの事例においては、せん断変形の挙動を示す観測結果や、不良地山での地震被害の事例に近い変形モードを示す観測結果が得られている。
- ② 実トンネルにおける計測事例では、トンネル内において大きな地震動は観測されていない。

山岳トンネル覆工の補強効果ならびに開削トンネルの地震対策工に関する既往の研究事例より以下の知見を得た。

- ① 山岳トンネルの構造体としての性能を向上させる対策工として繊維補強があり、これに着目した研究が行われている。繊維補強を行った供試体は剥落に対して優れた抵抗性を持つことが確認されている。ただし、山岳トンネルの地震対策として本格的に適用された研究事例はない。
- ② トンネルの限界状態と考えられる無筋コンクリート覆工の圧ぎに着目し、圧縮破壊後の軟化を考慮することにより無筋コンクリートの圧ぎを表現できる解析モデルが提案されている。本モデルを用いることにより、無筋コンクリート覆工の耐荷特性を解析的に表現することが可能であるとともに、地震被害を正しく再現できることが確認されている。
- ③ 地山からの変位を直接減少させる対策工として、覆工や地盤より軟らかい材料（緩衝材）を地山～覆工間に設置する工法が研究されており、解析によりその効果が確認されている。ただし、これは地表面から施工することが可能な開削トンネルを対象として提案されているものである。

さらに、耐震設計法の現状を整理した結果、以下の知見を得た。

- ① 構造種別ごとの技術基準において、開削トンネル、シールドトンネルにおいては、地震の影響を検討する必要がある条件等が明記されており、耐震設計における応答値の算定方法等がある程度標準化されている。
- ② 山岳トンネルにおいても、地震により被害を受ける可能性や耐震検討の必要な条件が記されており、耐震検討の重要性が近年強調されるようになってきている。しかしながら、耐震検討の必要な条件や、山岳トンネルの覆工が有する耐震性能の検討方法、

地震対策工の詳細等については定性的な記述に留まっており、具体的な基準が整備されていないのが実情である。

以上の結果から、山岳トンネルの地震被害に関する研究は進んでいるものの、不良地山箇所や断層箇所等を対象とした地震被害メカニズムがようやく明確になってきたのが現状であり、小土被り区間を対象とした地震被害メカニズムの研究や地震挙動計測、地震対策工に関する研究は進んでいないことが明らかとなった。また、山岳トンネルにおける耐震設計に関しても、現状では具体的な基準として確立された段階には至っていないといえる。

このような背景から、小土被りトンネルを対象とし、地震時挙動の計測、模型実験および数値解析等を通して、その地震被害メカニズムを明らかにするとともに、地震対策工や耐震設計法に関する検討を進めることとする。

参考文献

- 1) 小野田耕治, 楠山豊治, 吉川恵也: 伊豆大島近海地震による被害 (1) 鉄道トンネルの例, トンネルと地下, Vol. 9, No. 6, pp. 7-12, 1978.
- 2) 今田徹: 伊豆大島近海地震による被害 (2) 道路トンネルの例, トンネルと地下, Vol. 9, No. 7, pp. 9-16, 1978.
- 3) 吉川恵也: 鉄道トンネルの震災事例調査, 鉄道技術研究報告, No. 1123, 1979.
- 4) 吉川恵也: 鉄道トンネルの震災と地震対策, トンネルと地下, Vol. 15, No. 8, pp. 33-42, 1984.
- 5) 朝倉俊弘, 志波由紀夫, 松岡茂, 大矢敏雄, 野城一栄: 山岳トンネルの地震被害とそのメカニズム, 土木学会論文集, No. 659/III-52, pp. 27-38, 2000.
- 6) 小山幸則, 朝倉俊弘, 佐藤豊: 兵庫県南部地震による山岳トンネルの被害と復旧, トンネルと地下, Vol. 27, No. 3, pp. 51-61, 1996.
- 7) 清水満, 栗栖基彰, 加藤正二: 新潟県中越地震における鉄道トンネルの被害, トンネルと地下, Vol. 36, No. 5, pp. 37-44, 2005.
- 8) 真下英人: 新潟県中越地震における道路トンネルの被害, トンネルと地下, Vol. 36, No. 11, pp. 55-63, 2005.
- 9) 清水満, 齋藤貴, 鈴木尊, 朝倉俊弘: 新潟県中越地震による鉄道トンネル被害調査結果, トンネルと地下, Vol. 38, No. 4, pp. 49-57, 2007.
- 10) 齋藤貴, 向山路一, 田口芳範: 新潟県中越沖地震における鉄道トンネル被害 一信越本線 米山～柏崎間一, トンネルと地下, Vol. 38, No. 12, pp. 47-56, 2007.
- 11) 野城一栄, 西藤潤, 井浦智実: 最近の山岳トンネルの地震被害の傾向, 日本鉄道施設協会誌, Vol. 47, No. 4, pp. 307-309, 2009.
- 12) K. Yashiro, J. Saito, T. Iura and J. Takemura: Seismic Damages of Mountain Tunnels in Japan and Case Studies, 7th International Conference on Urban Earthquake Engineering, 2010.
- 13) 橘直毅, 小島芳之, 野城一栄, 朝倉俊弘, 野々村政一: 兵庫県南部地震(1995), 新潟県中越地震(2004)におけるトンネルの被害の傾向, 第62回土木学会年次学術講演会, 2007.
- 14) 橘直毅, 小島芳之, 野城一栄, 朝倉俊弘, 野々村政一: 兵庫県南部地震(1995), 新潟県中越地震(2004)におけるトンネルの被害の傾向, トンネル工学報告集, No. 17, pp. 215-219, 2007.
- 15) 山口文敏, 中村豊, 富田健司, 遠峯啓一: 青函トンネル地震防災システムに捉えられた1993年釧路沖地震, 第22回地震工学研究発表会講演概要集, pp. 651-654, 1993.
- 16) 中村豊, 富田健司, 山口文敏, 齋田淳, 佐藤新二: 青函トンネル地震防災システムに捉えられた地震時のトンネル挙動, 鉄道総研報告, Vol. 8, No. 5, pp. 19-24, 1994.

- 17) 中村豊，朝倉俊弘，山口靖紀，辻田満，脇田和試：山岳トンネルおよび周辺岩盤の地震時挙動 ―観測記録の波形解析（昭和58年7月～昭和59年6月）―，岩の力学国内シンポジウム講演論文集，Vol. 6，pp. 187-192，1984.
- 18) 山口靖紀，辻田満，脇田和試：山岳トンネルおよび周辺岩盤の地震時挙動，土木学会論文集，Vol. 3，No. 2，pp. 417-427，1986.
- 19) 岡野法之，植村義幸，小島芳之，生駒末年馬，磯谷篤実：大型覆工模型実験による繊維補強コンクリート覆工の耐荷特性の把握，トンネル工学報告集，Vol. 18，pp. 143-148，2008.
- 20) 野城一栄，小島芳之，新井泰，岡野法之，竹村次朗：圧縮破壊後の軟化を考慮した無筋コンクリート山岳トンネル覆工の数値解析手法に関する研究，土木学会論文集，Vol. C-65，No. 4，pp. 1024-1038，2009.
- 21) 桐生郷史，室野剛隆，盛川仁：土被りを有する開削トンネルにおけるポリマー免震工法の適用性とメカニズム，土木学会地震工学論文集，Vol. 29，CD-ROM，B13-179，2007.
- 22) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），1999.
- 23) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（開削トンネル），2001.
- 24) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（シールドトンネル），2002.
- 25) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構：山岳トンネル設計施工標準・同解説，2008.
- 26) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（都市部山岳工法トンネル），2002.

### 第3章 小土被り山岳トンネルの地震時挙動計測

#### 3.1 概説

実際のトンネルが地震時にどのような挙動を示すかについては、現状では不明確な点が多い。そのため、地震被害メカニズム解明のためのアプローチとして、覆工コンクリートの地震時挙動を詳細に把握しておく必要があるといえる。実トンネルにおける既往の地震時挙動計測事例は僅少であるが、そのうち、青函トンネルや新宇佐美トンネルの地震時挙動計測では、第2章で述べたように、左右交番のせん断変形となっていることがわかっている。しかしながら、両トンネルともに本論文が研究対象としている小土被りトンネルではない。また、小土被りトンネルの地震時挙動の計測データはほとんどないのが実態である。

そこで、小土被りトンネルの地震時挙動を解明するために、施工中の小土被り山岳トンネルにおいて計測機器を設置し地震時挙動を計測した。計測機器を設置したのは、東北新幹線（八戸・新青森間）の牛鍵トンネルである。トンネルの位置図を図3.1.1に示す。牛鍵トンネルは、全線にわたり土被りがほぼ1D（D：トンネル掘削幅）以下であり、トンネル内に設置した加速度計、および無筋コンクリート覆工表面に設置したひずみ計等の計測機器により、長期間にわたりトンネルの動的計測を実施した。これらの計測結果からトンネルの地震時の挙動特性を把握した。なお、同じ東北新幹線の下田錦ヶ丘トンネルにおいても、後述する地震対策工の効果を把握するため計測機器を設置しているが、本章では、牛鍵トンネルで得られた地震時の挙動計測について述べる。



図 3.1.1 牛鍵トンネルの位置図



## 3.2 東北新幹線牛鍵トンネルにおける地震時挙動計測

### 3.2.1 トンネルの概要

東北新幹線牛鍵トンネルは、東京起点621km270m～623km340m間に位置する延長2,070m、全延長にわたって土被りが4～10m程度の小土被りトンネルである。掘削は、起点から終点に向かって行われた。

牛鍵トンネルの地質縦断面図を図3.2.1に示す。地質は、第四紀更新世の段丘構成層で粘性土、砂質土の互層である。トンネル断面に出現する高館段丘構成層のN値は、粘性土層で10以下、砂質土層で10～20程度である。その下層の野辺地層のN値は、砂質土層で50以上、粘性土層で20～30程度である。なお、計測箇所はトンネル中央部で、計測箇所付近の地質は、図3.2.2に示すように、左側のアーチ肩部付近から右側側壁脚部にかけて砂質土が分布し、粘性土は左側から右側にかけて下り傾斜として分布している。また、天端部には有機質シルトが分布している。

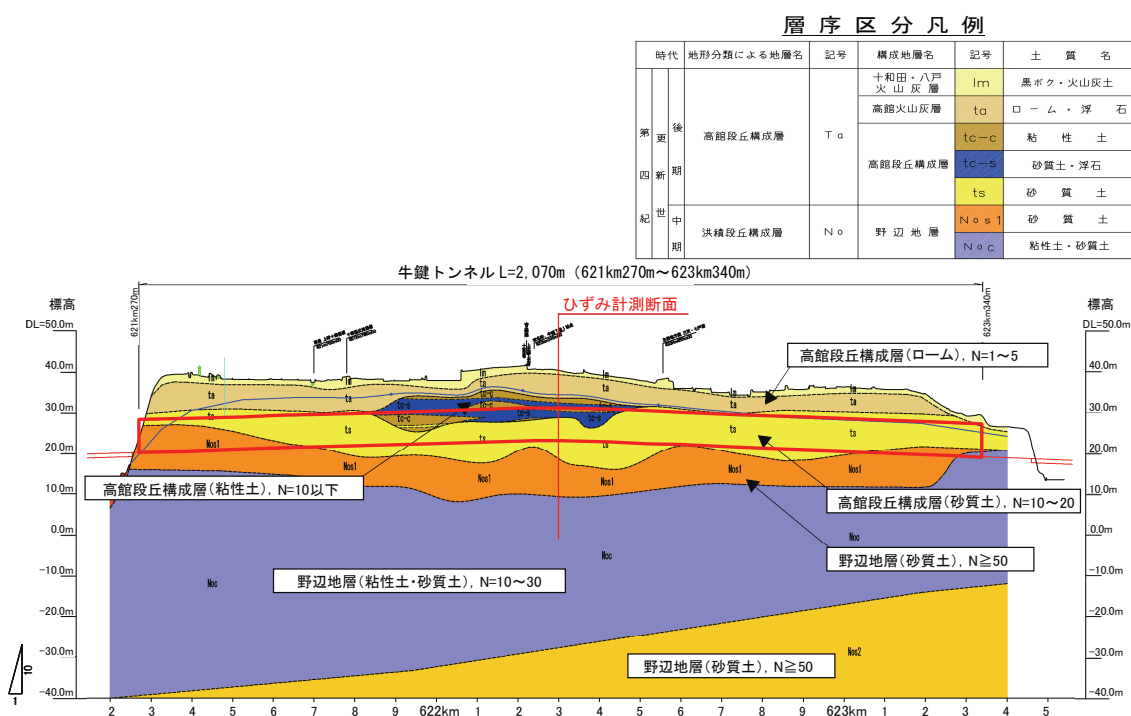


図 3.2.1 牛鍵トンネル地質縦断面図

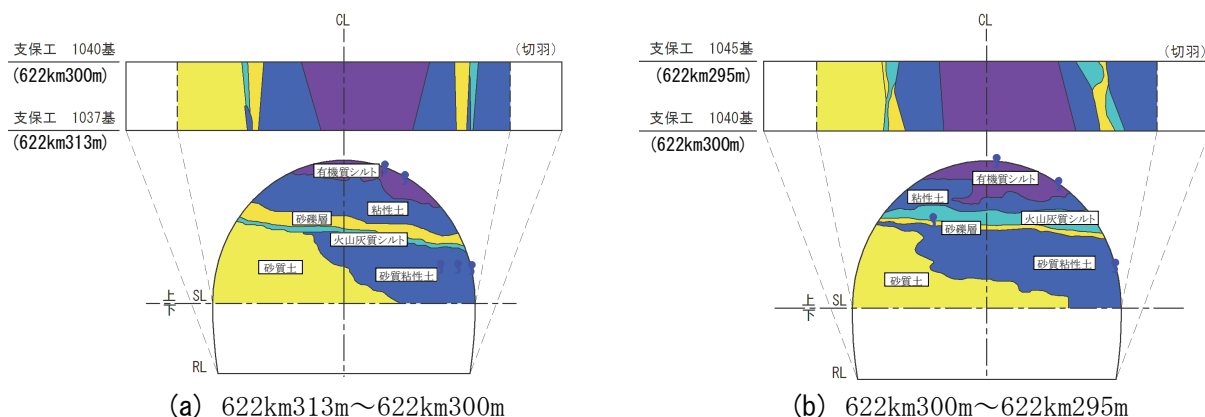


図 3.2.2 牛鍵トンネル地質状況（トンネル断面）

### 3.2.2 計測概要

図 3.2.3 に計測機器の設置平面図を、図 3.2.4 にひずみ計の設置断面図を示す。ひずみ計は、無筋コンクリート覆工の 1 スパン中央付近に、トンネル横断方向 3 箇所（左肩部：No.1 ひずみ計，天端部：No.2 ひずみ計，右肩部：No.3 ひずみ計），トンネル縦断方向 1 箇所（天端部：No.4 ひずみ計）設置した。計測システムと加速度計は、ひずみ計設置箇所の近傍にある器材坑内に設置した。なお，加速度計は，3 成分の加速度計とし，トンネル縦断方向が X 成分，トンネル横断方向が Y 成分となるように設置した。地震波形およびひずみの計測データは，加速度計の各成分のうち 1 成分でも 1gal 以上の振動を検知した場合に記録されるようにトリガーを設定した。表 3.2.1 に本計測にて使用した各計測機器の仕様および数量を，図 3.2.5 に計測システムブロック図を示す。

計測期間は，機器を設置した 2007 年 6 月 21 日から 2009 年 2 月 15 日（機器撤去）までである。

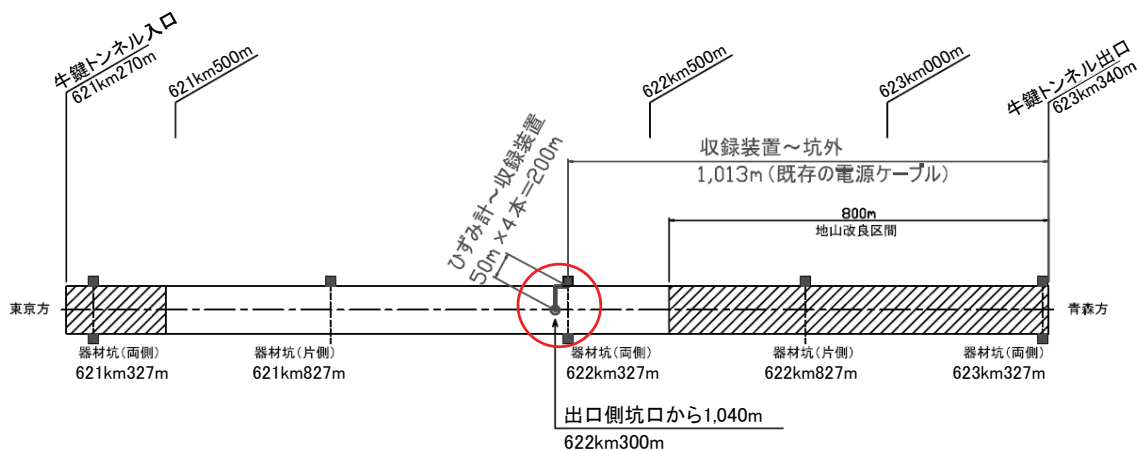


図 3.2.3 計測位置

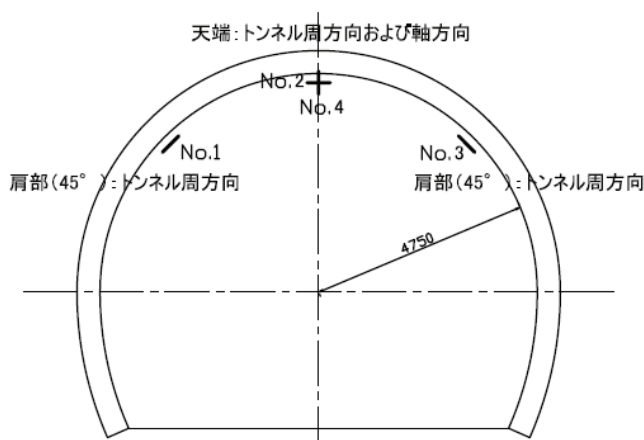


図 3.2.4 ひずみ計設置位置

表 3.2.1 地震計測システムの主な機器

名 称	仕 様	数 量
加速度計	測定方向 : 三方向 (水平 2, 鉛直 1) 測定範囲 : 0~1,000gal	1 台
ひずみ計	測定範囲 : $\pm 2,500 \times 10^{-6}$	4 台
収録装置	記録成分数 : 16ch 最大記録範囲 : $\pm 10.24V$ 遅延時間 : 10 秒	1 台
加速度計増幅器	記録成分数 : 9ch 感度 : 0.03~1,000gal	1 台
動ひずみ測定器	記録成分数 : 8ch サンプリング速度 : $50 \mu \text{sec}$	1 台

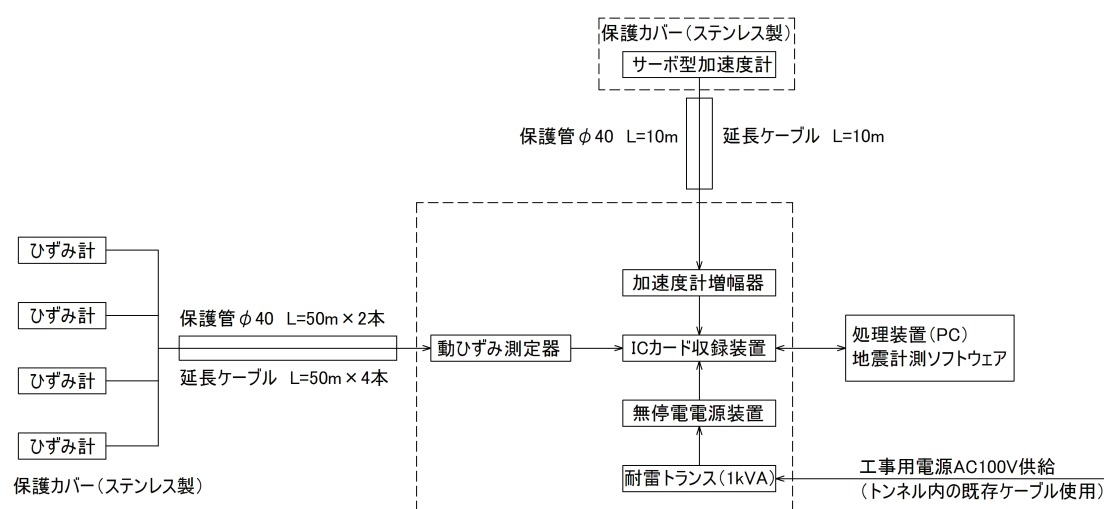


図 3.2.5 システムブロック図

### 3.2.3 計測結果

加速度計による計測データおよびひずみ計による計測データの分析にあたっては、ノイズ除去のフィルタリング処理のため波形処理ソフト (ArkWave) を用いて補正を行った。

機器を設置した 2006 年 2 月 26 日～2008 年 2 月 15 日までの計測結果の整理を行った。期間中当該地域での震度 1 以上の有感地震は 66 回発生している。これらの地震のうち、牛鍵トンネル坑内の地震計が震度 1 以上を記録した地震の計測結果を表 3.2.2 に示す。なお、表中には、地表での地震記録と比較するため周辺の強震記録として、防災科学研究所 K-net の三沢 (牛鍵トンネル計測断面の東方約 19.8km) と十和田 (南方約 14.0km) の観測結果 (K-net : 防災科学研究所ホームページ) を示す。それら K-net 観測地点の位置を図 3.2.6 に示す。また、牛鍵トンネル内加速度計計測結果と周辺の強震記録 (水平成分最大値および鉛直成分最大値) を図 3.2.7, 図 3.2.8 に示す。さらに、図 3.2.9 に牛鍵トンネルと震源の位置関係を示す。以下に観測された地震動の特徴をまとめる。

- ① 牛鍵トンネル坑内で観測された加速度は、最大で 5gal 程度と小さかった。
- ② すべてのケースでトンネル横断方向加速度が最大 (縦断方向と同値あり) であった。

- ③ 各地震における最大加速度は水平方向成分が鉛直方向成分よりも大きな値となる。
- ④ 図 3.2.7 から地表（震央距離に比べ K-net 観測所は十分近傍である。）で観測された加速度に比べトンネル内での加速度が小さい傾向が窺える。
- ⑤ 図 3.2.8 から鉛直方向も同様に坑内の加速度が小さい傾向が窺える。ただし、K-net 十和田と同程度となった。
- ⑥ 震央の方向とトンネル坑内での最大加速度の成分（方向）には関係を見出せない。

表 3.2.3 に牛鍵トンネル坑内の地震計による卓越周期と計測震度（参考値）を示す。フーリエスペクトルによる卓越周期をみると 0.05～1.71sec と様々な周期の地震動を観測されていることが分かる。また、図 3.2.10 に示すように、坑内で観測された地震動の卓越周期と震央の距離依存は認められなかった。牛鍵トンネルにおける計測震度の最大値は、震度 2 であった。

表 3.2.2 最大加速度と周辺の強震記録

No.	地震の名称	地震発生日	地震発生時刻	マグニチュード	深さ (km)	震央距離 (km)	牛鍵トンネルでの最大加速度(gal)			周辺の強震記録					
							X成分 (縦断方向)	Y成分 (横断方向)	Z成分 (鉛直方向)	K-net (gal) (三沢)			K-net (gal) (十和田)		
										NS	EW	UD	NS	EW	UD
No.2	岩手県沖	2006年3月12日	7:07	5.0	35	151	2.5	3.6	2.4	13.1	19.0	9.4	4.4	4.4	2.5
No.15	岩手県沖	2006年7月6日	2:09	5.4	36	147	3.0	4.1	2.9	11.7	12.3	6.7	6.4	6.0	2.9
No.28	千島列島東方	2007年1月13日	13:24	8.2	30	1687	3.6	3.6	2.7	8.1	9.3	6.1	4.6	4.6	2.4
No.30	十勝沖	2007年2月17日	9:03	6.2	40	301	1.7	2.2	1.2	6.0	5.5	2.5	2.6	2.0	1.2
No.43	胆振支庁中東部	2007年4月19日	0:08	5.6	126	233	2.7	2.9	2.5	14.1	12.6	5.8			
No.47	青森県東方沖	2007年5月19日	1:00	5.3	67	133	4.1	5.1	3.2	17.9	19.2	16.1	6.4	5.9	3.3
No.53	根室支庁北部	2007年7月1日	13:13	5.8	132	517	3.0	3.1	1.8	11.6	12.6	5.4	2.9	3.8	1.8
No.55	京都府沖	2007年7月16日	23:18	6.7	374	804	2.1	3.2	1.7	7.7	9.0	14.2	3.2	3.0	1.4
No.57	渡島支庁東部	2007年8月22日	16:26	5.4	122	149	1.8	2.2	1.5	4.6	6.0	3.2	2.5	3.0	4.0
No.62	福島県沖	2007年11月26日	22:51	6.0	44	382	1.1	1.4	0.7	2.2	1.7	0.7			

※網掛けは最大値



図 3.2.6 牛鍵トンネルと近傍の K-net 観測点の位置

### 第3章 小土被り山岳トンネルの地震時挙動計測

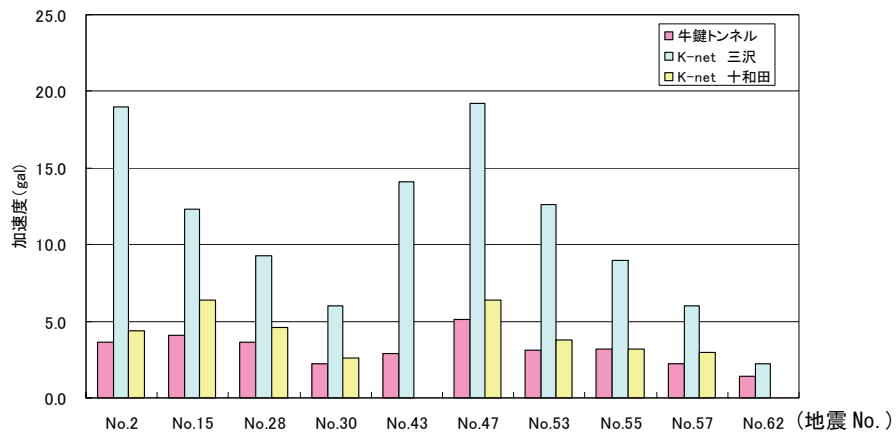


図 3.2.7 牛鍵トンネル内加速度計計測結果と周辺の強震記録（水平成分最大値）

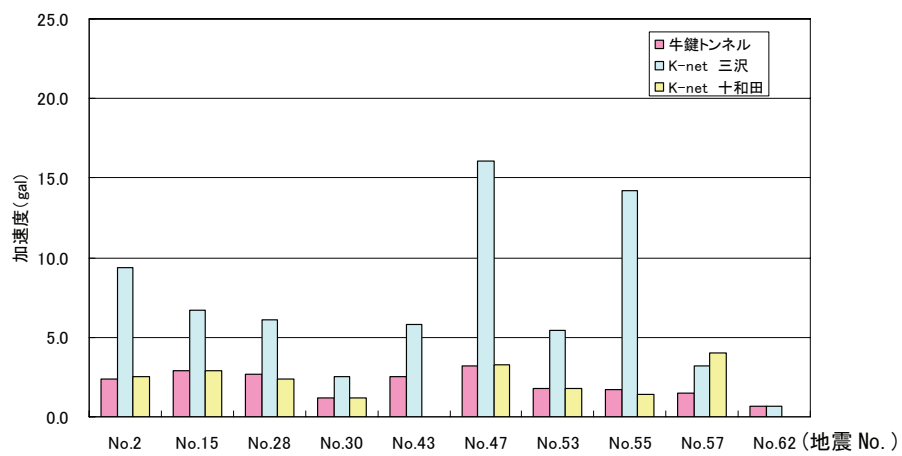


図 3.2.8 牛鍵トンネル内加速度計計測結果と周辺の強震記録（鉛直成分最大値）

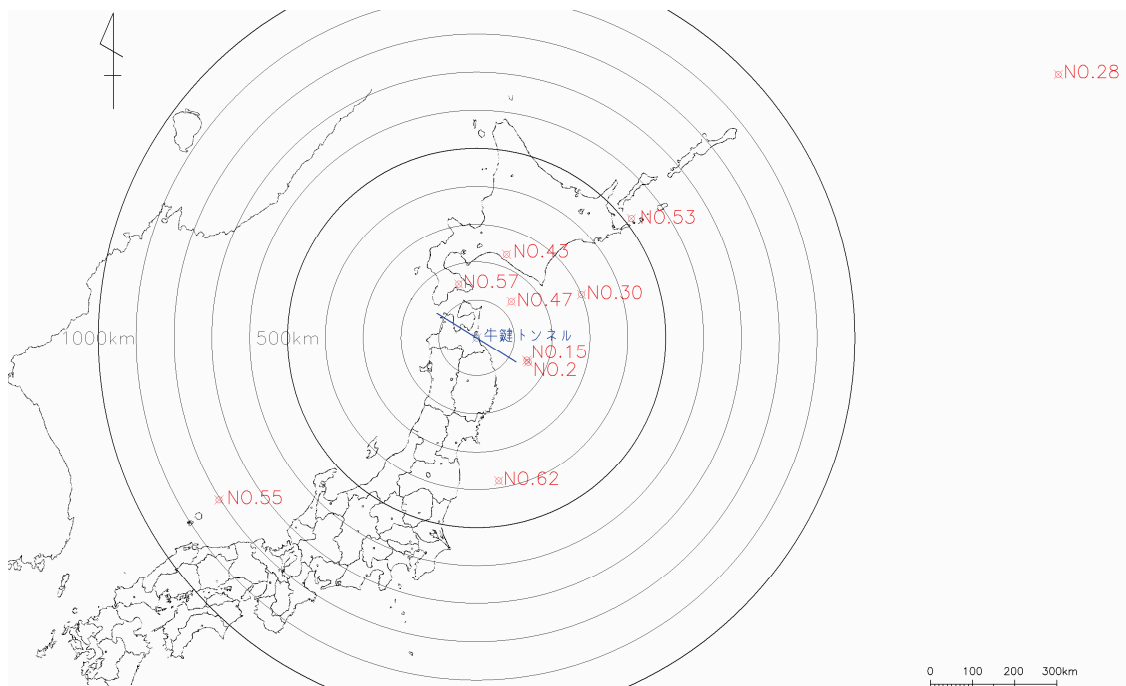


図 3.2.9 牛鍵トンネルと震源の関係

表 3.2.3 牛鍵トンネル内の地震計による卓越周期と震度

No.	地震の名称	地震発生日	震央距離 (km)	深さ	マグニチュード	フーリエスペクトルによる 卓越周期(sec)			牛鍵トンネル 内の地震計 による震度
						X軸	Y軸	Z軸	
No.2	岩手県沖	2006年 3月12日	151	35km	M:5.0	0.29	0.73	0.29	1.3
No.15	岩手県沖	2006年 7月 6日	147	36km	M:5.4	0.93	0.18	1.02	1.4
No.28	千島列島東方	2007年 1月13日	1,687	30km	M:8.2	0.17	0.16	0.29	1.8
No.30	十勝沖	2007年 2月17日	301	40km	M:6.2	0.05	0.09	0.03	2.0
No.43	胆振支庁中東部	2007年 4月19日	233	126km	M:5.6	0.10	0.10	0.23	1.3
No.47	青森県東方沖	2007年 5月19日	133	67km	M:5.3	0.18	0.12	0.12	1.2
No.53	根室支庁北部	2007年 7月 1日	517	132km	M:5.8	0.13	0.13	0.13	1.0
No.55	京都府沖	2007年 7月16日	804	374km	M:6.7	1.71	1.28	0.29	1.7
No.57	渡島支庁東部	2007年 8月22日	149	122km	M:5.4	0.79	0.85	0.93	1.4
No.62	福島県沖	2007年11月26日	382	44km	M:6.0	1.24	1.14	0.41	1.0

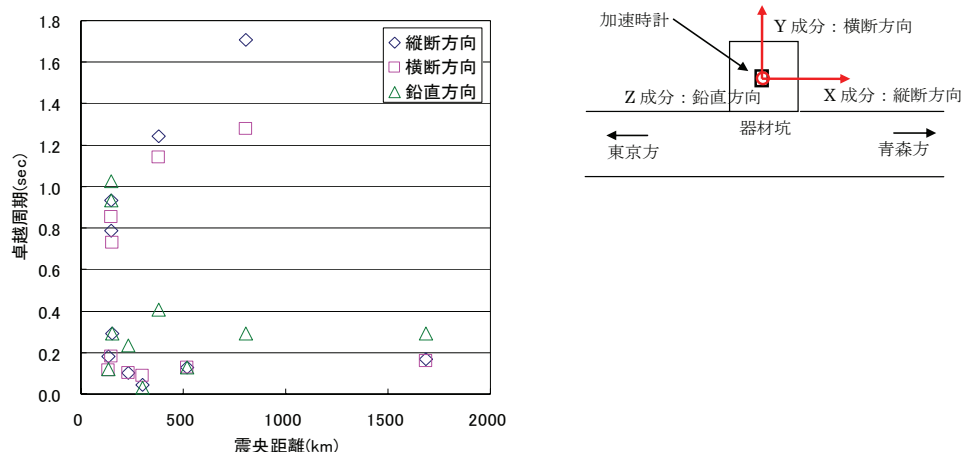


図 3.2.10 震央距離と卓越周期の関係

### 3.2.4 地震時挙動の分析

図 3.2.11 に地震計測波形の一部 (No. 15 岩手県沖地震) を示す. また, 表 3.2.4, 図 3.2.12 にトンネル覆工に発生した最大ひずみを示す. これらより, 以下のことがわかる.

- ① 図 3.2.11 の CH01~CH03 は加速度計の波形を示しており, CH04~CH07 は覆工コンクリートひずみを示している. 計測された最大加速度は, X 成分 (縦断) で 2.8gal, Y 成分 (横断) で 4.0gal, Z 成分 (鉛直) で 2.9gal であった. 計測されたひずみは, 最大で  $0.8\mu$  程度と小さいが, 加速度波形と同様の傾向を示すひずみ波形が得られた. 図より, トンネル横断方向のひずみに対してトンネル縦断方向のひずみは明らかに小さいこと, 天端より左右両肩部のひずみの変動がやや大きいことがわかる.
- ② 表 3.2.4, 図 3.2.12 より, どの地震においても, トンネル縦断方向 (No. 4 ひずみ計) のひずみはトンネル横断方向 (No. 1~No. 3 ひずみ計) のひずみに比べて小さく, 大きな変位が見られない.



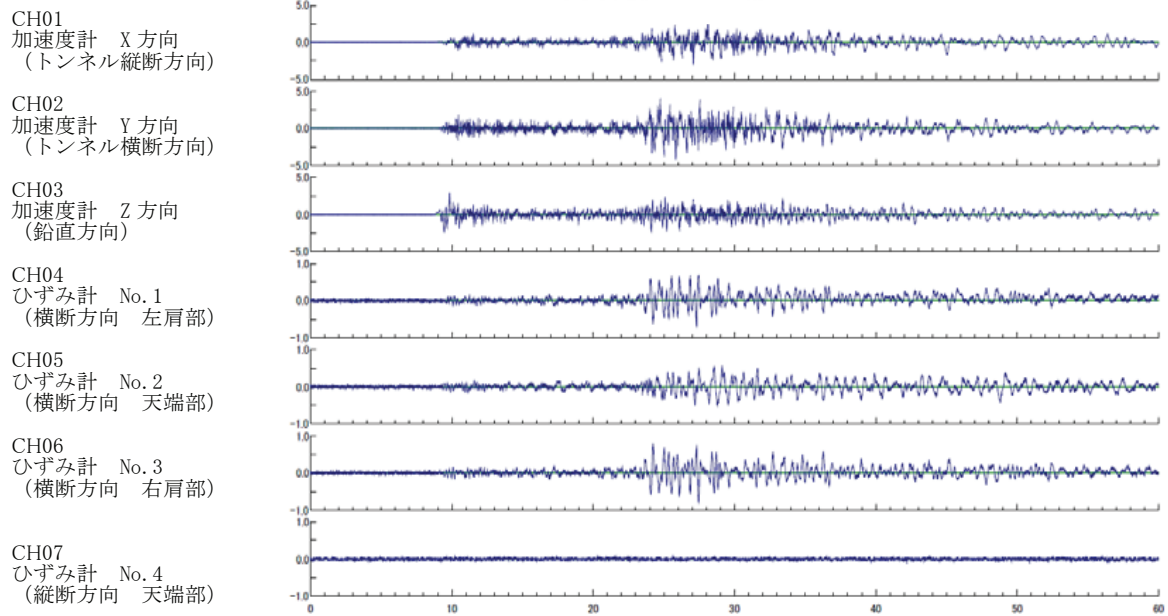


図 3.2.11 地震計測結果 (No. 15 岩手県沖地震)

表 3.2.4 トンネル覆工に発生した最大ひずみ

No.	名称	最大ひずみ ( $\times 10^{-6}$ )			
		No.1	No.2	No.3	No.4
No.2	岩手県沖	0.93	0.52	0.89	0.07
No.15	岩手県沖	0.77	0.53	0.84	0.06
No.28	千島列島東方	0.86	0.95	0.83	0.14
No.30	十勝沖	0.45	0.47	0.39	0.10
No.43	胆振支庁中東部	0.70	0.41	0.52	0.08
No.47	青森県東方沖	0.76	0.65	0.56	0.16
No.53	根室支庁北部	0.47	0.46	0.49	0.19
No.55	京都府沖	0.60	0.61	0.67	0.11
No.57	渡島支庁東部	0.47	0.43	0.48	0.27
No.62	福島県沖	0.51	0.65	0.66	0.34

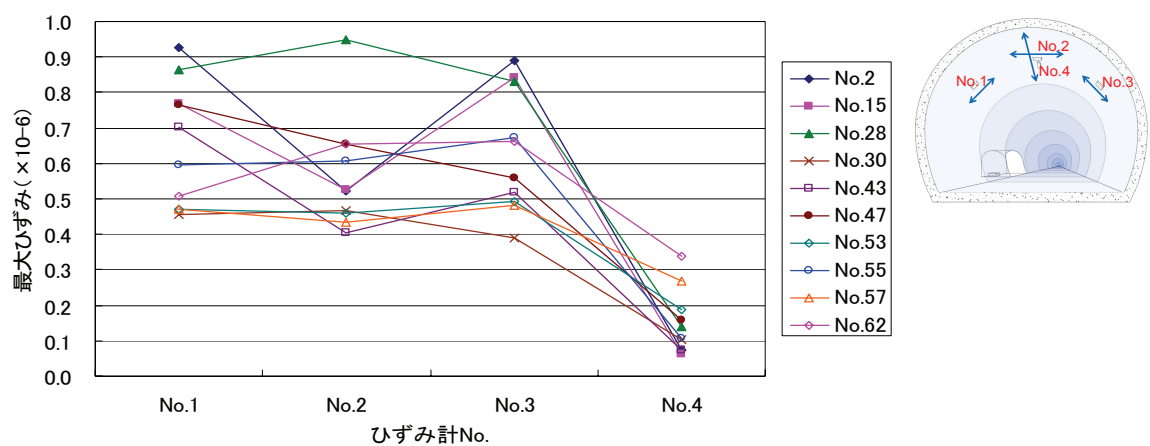


図 3.2.12 覆工に発生した最大ひずみ

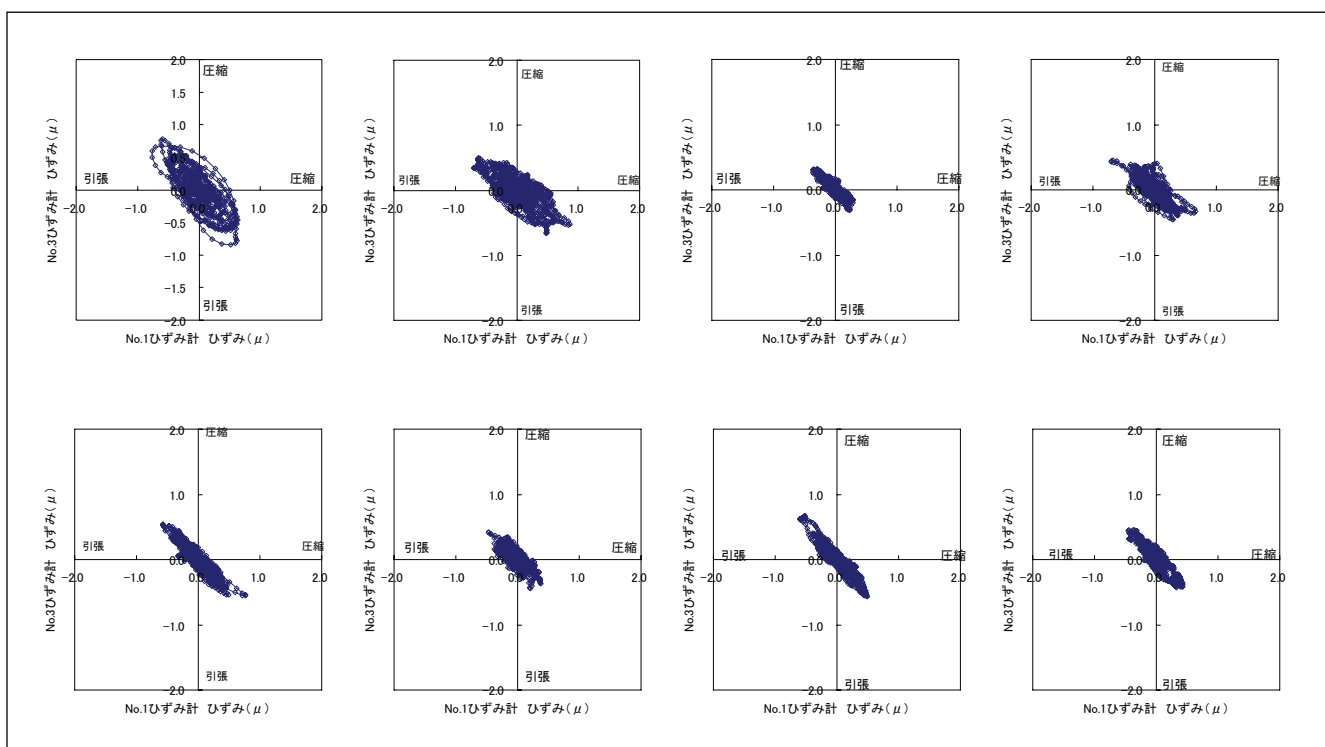


図 3.2.13 地震時の覆工ひずみの相関図 (No. 1, No. 3 左右肩部)

〈上段左から No. 15, No. 28, No. 30, No. 43, 下段左から No. 47, No. 53, No. 55, No. 57 の各地震〉

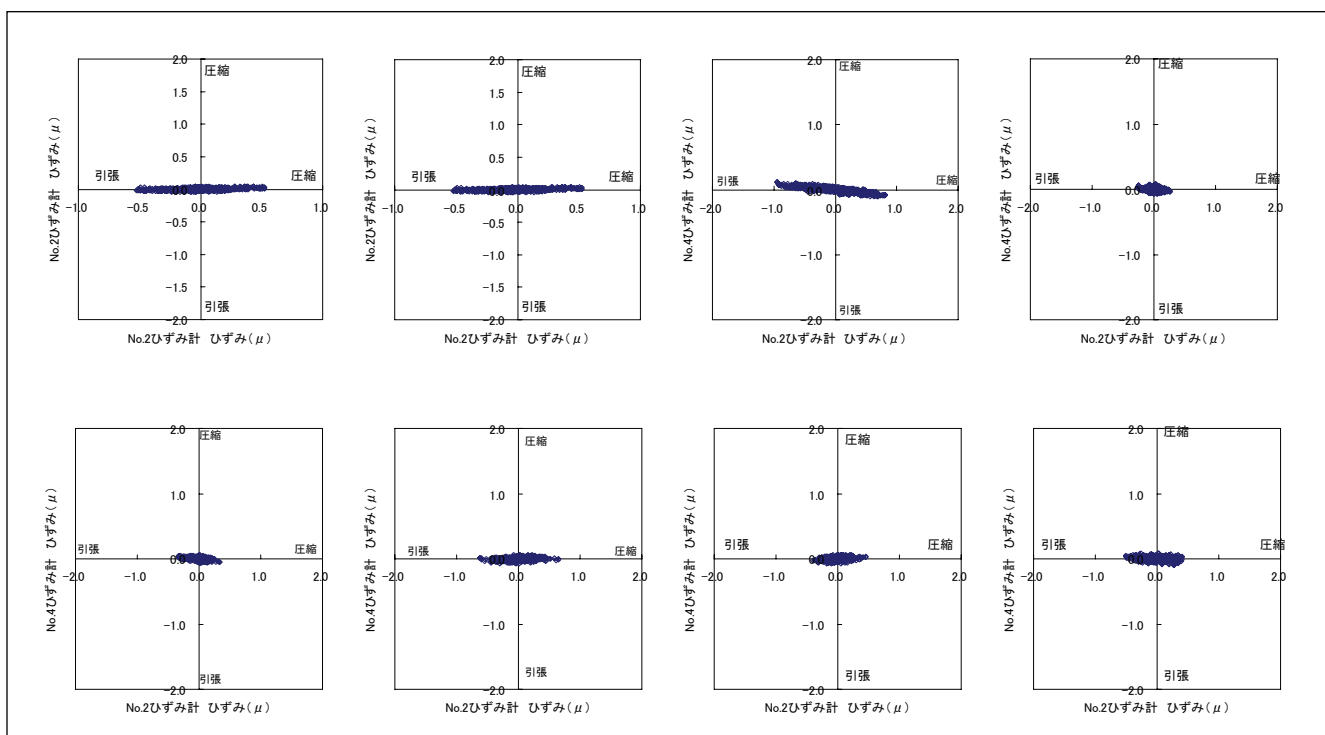


図 3.2.14 地震時の覆工ひずみの相関図 (No. 2, No. 4 天端断面方向・縦断方向)

〈上段左から No. 15, No. 28, No. 30, No. 43, 下段左から No. 47, No. 53, No. 55, No. 57 の各地震〉

図 3.2.13 および図 3.2.14 に、表 3.2.4 に示した各地震によるトンネルのひずみ相関図を示す。図 3.2.13 は同時刻における左右のアーチ肩部のひずみの分布、図 3.2.14 は同時刻における天端部の横断方向と縦断方向のひずみの分布を示している。図から次のことがわかる。

- ① 左アーチ肩部 (No. 1) と右アーチ肩部 (No. 3) の同時刻におけるひずみは、いずれの地震においても符号が反対になっている、すなわち、No. 1, No. 3 の一方が圧縮ひずみを示したときに一方は引張ひずみを示し、左右交番の挙動を示している。
- ② 天端部の横断方向 (No. 2) と縦断方向 (No. 4) の同時刻におけるひずみは、いずれの地震においても、横断方向のひずみがプラスからマイナスに推移しても、縦断方向のひずみに大きな変化がみられない。

これらの結果から、地震動を受けたトンネルにおいて、横断方向には縦断方向に比較して大きなひずみが発生していることがわかる。また、縦断方向に地震動がある場合でも、覆エコンクリートには縦断方向のひずみがほとんど発生していない。これは、覆工目地がトンネル縦断方向に10m程度のピッチで多数存在するため、地震時のトンネル縦断方向の変形が吸収されている影響であると考えられるが、明確な理由は現時点では明らかになっていない。地震動の波長や位相等の伝播特性とトンネル挙動の関係について、深度化した分析が必要である。

覆工の両肩部に設置したひずみ計による計測結果は、一方が圧縮の時もう一方が引張とすることが示されており、各地震時の覆工は左右交番の挙動をしていることがわかる。また、縦断方向のひずみは横断方向のひずみと比較して小さい。このことから、トンネル覆工コンクリートに発生したひずみは、図 3.2.15 に示すようなひずみモードであると推定される。したがって、小土被り部におけるトンネル覆工の変形挙動は、図 3.2.16 に示すようにトンネルがせん断変形するモードであると推定される。

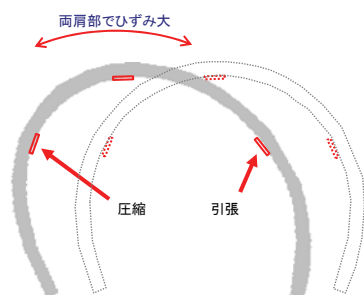


図 3.2.15 ひずみモード

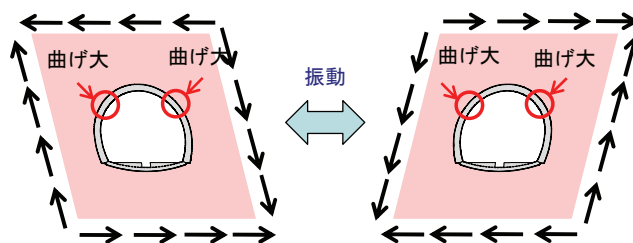


図 3.2.16 変形モード

## 3.2.5 地震動と発生ひずみの関係

ここでは、第2章 2.3で示した既往の地震時挙動計測事例と牛鍵トンネルにおいて観測された結果を対象として、地震動と発生ひずみの関係について検討を行う。

表 3.2.5 に新宇佐美トンネル、青函トンネル、牛鍵トンネルの地震動と発生ひずみの概要を示す。マグニチュード、震源深さは気象庁発表のデータを示した。震央距離、入射角は、気象庁発表の震源分布図と各トンネルの計測位置から算出した。ここで、入射角とは、図 3.2.17 に定義するように、震央とトンネル坑内の計測位置がなす平面的な角度を示すものである。水平最大加速度は、水平成分の加速度のうち大きいものを示している。最大ひずみは、トンネル天端部、肩部の計測結果のうち最大のものを示している。また、ひずみ比は、横断方向のひずみに対する縦断方向のひずみの割合を示したものである。

水平最大加速度の最大値は、青函トンネルで観測された 47gal であるが、今回のデータ分析で用いたデータのほとんどは、10gal 未満のものである。

表 3.2.5 地震動と発生ひずみの概要

トンネル名	計測地点 の土被り (m)	地 質	覆 工 巻 厚 (cm)	地震 番号 No.	地震の名称	観測 年月日	マグニ チュード	震央距離 (km)	入射角 <sup>※1</sup> (deg)	震源深さ (m)	水平最大 加速度 (gal)	観測値 最大ひずみ ( $\mu$ )		ひずみ比 <sup>※3</sup>
												横断方向	縦断方向	
新宇佐美 トンネル	260	凝灰岩 (網代 火山岩類)	30	1	千葉県北西部	1983/ 7/13	4.2	123.1	46	73	0.49	0.07	0.03	0.43
				2	-	1983/ 7/27	2.9	18.8	45	15	1.33	0.20	0.04	0.20
				3	山梨県東部・富士五湖	1983/ 8/ 8	6.0	51.7	11	22	7.42	8.84	1.77	0.20
				4	千葉県東方沖	1983/12/30	5.4	166.9	64	60	0.60	0.41	0.10	0.24
				5	三重県南東沖	1984/ 1/ 1	7.5	328.1	20	340	1.12	2.22	0.65	0.29
				6	-	1984/ 1/12	3.3	25.0	47	10	1.42	0.35	0.06	0.17
				7	房総半島南東沖	1984/ 2/13	5.3	130.0	49	90	0.64	0.30	0.13	0.43
				8	山梨県東部・富士五湖	1984 2/14	5.3	62.5	1	20	0.99	0.87	0.16	0.18
				9	鳥島近海	1984/ 3/6	7.9	656.3	4	400	2.57	3.10	1.61	0.52
				10	神奈川県西部	1984/ 6/26	4.6	50.5	1	20	2.39	0.62	0.09	0.15
青 函 トンネル	100	砂岩泥岩 (黒松内層)	70~90	1	釧路沖	1993/ 1/15	7.5	483.0	87	101	7.00 <sup>※2</sup>	62.60	22.80	0.36
	100	凝灰岩 (訓縫層)		2	北海道南西沖	1993/ 7/12	7.8	198.0	2	35	47.00	299.80	228.10	0.76
牛 鍵 トンネル	9	砂質土～ 粘性土 (高館段丘 構成層)	30	2	岩手県沖	2006/ 3/12	5.0	151.2	5	35	3.42	0.86	0.10	0.11
				15	岩手県沖	2006/ 7/ 6	5.4	147.2	6	36	4.02	0.79	0.10	0.13
				28	千島列島東方	2007/ 1/13	8.2	1687.1	56	30	3.54	1.03	0.13	0.13
				30	十勝沖	2007/ 2/17	6.2	301.0	54	40	2.15	0.72	0.25	0.35
				43	胆振支庁中東部	2007/ 4/19	5.6	233.4	77	126	2.79	0.70	0.31	0.44
				47	青森県東方沖	2007/ 5/19	5.3	132.7	77	67	5.12	0.98	0.36	0.37
				53	根室支庁北部	2007/ 7/ 1	5.8	516.9	69	132	2.95	0.46	0.10	0.21
				55	京都府沖	2007/ 7/16	6.7	803.6	63	374	2.68	0.68	0.13	0.19
				57	渡島支庁東部	2007/ 8/22	5.4	149.3	40	122	2.21	0.81	0.54	0.66
				62	福島県沖	2007/11/26	6.0	381.8	49	44	1.29	0.63	0.34	0.54

※1 入射角の赤字は反時計回りを意味する

※2 水平最大合成加速度

※3 ひずみ比＝縦断方向ひずみ／横断方向ひずみ

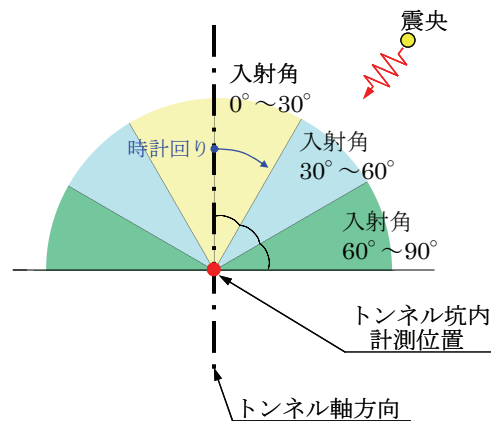


図 3.2.17 入射角の定義

図 3.2.18 に水平最大加速度と最大ひずみの関係を示す。図より発生したひずみは、加速度に関係なく横断方向のひずみの方が縦断方向のひずみより大きいことがわかる。また、加速度が大きくなると発生しているひずみが大きくなるという正の相関関係が確認できる。

図 3.2.19 に各入射角範囲における最大加速度と最大ひずみの関係を示す。ここでは、結果を震央距離の範囲で区分してプロットしている。入射角に着目すると、入射角が  $0^{\circ} \sim 30^{\circ}$  の場合にはひずみ比は概ね 0.2 程度以下、入射角が  $30^{\circ} \sim 60^{\circ}$  の場合にはひずみ比は 0.2～0.7 程度、ひずみ比は 0.2～0.4 程度となっており、入射角の範囲によってひずみ比の分布傾向に若干の差が確認されている。また、震央距離に着目すると、入射角が  $60^{\circ} \sim 90^{\circ}$  の場合の 100km～500km の範囲において、ひずみ比が 0.4～0.7 とやや大きい分布を示す傾向が確認されているが、それ以外では震央距離による明確な傾向は確認できない。

以上より、新宇佐美トンネル、青函トンネルおよび牛鍵トンネルで観測された地震時挙動計測結果からは、水平加速度と最大発生ひずみには正の相関関係があるという特徴が把握できたが、入射角や震央距離による明確な傾向は確認することができなかった。したがって、地震時のトンネル挙動としては、入射角や震央距離による影響よりも、トンネルに作用する水平加速度の大きさの影響が大きく、かつ、トンネル横断方向のせん断変形が卓越しているといえる。

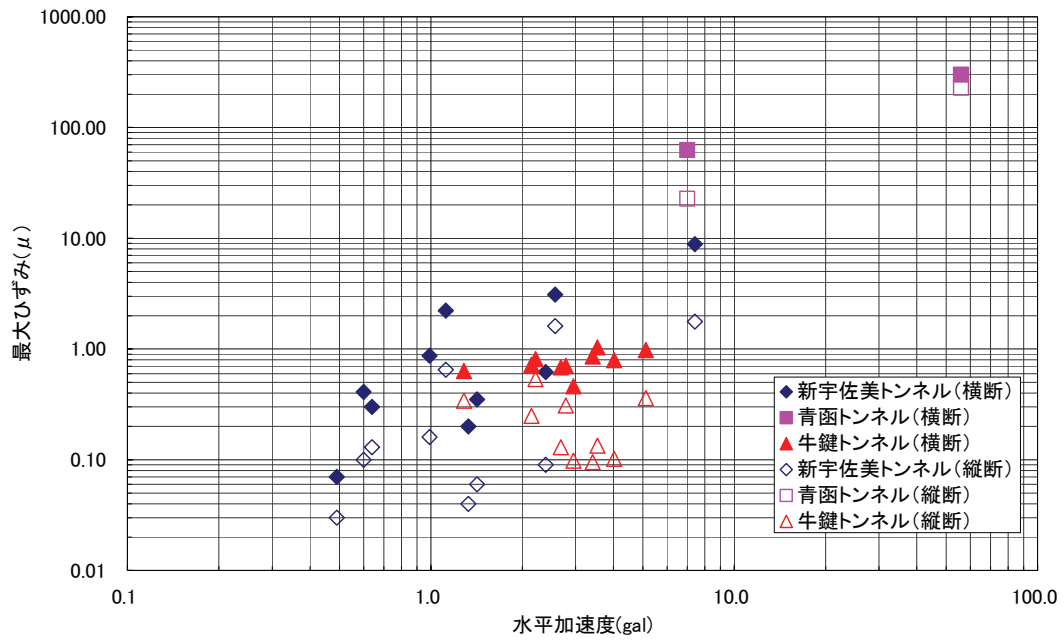


図 3.2.18 最大水平加速度と最大ひずみの関係

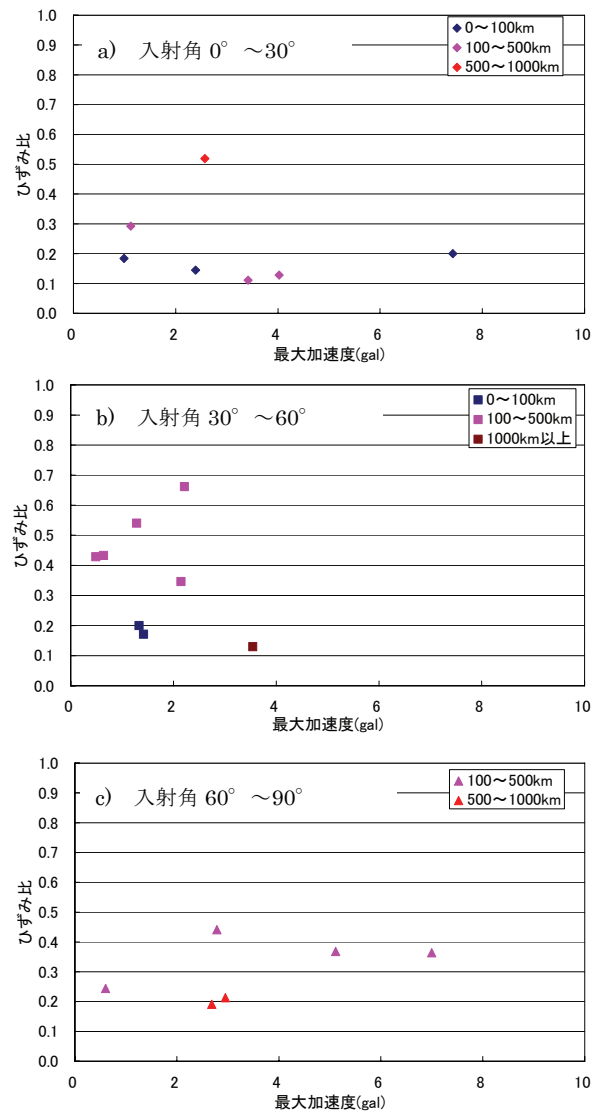


図 3.2.19 最大加速度とひずみ比の関係



### 3.3 地震時のトンネルの変形挙動解析

地震時挙動計測結果の分析を踏まえ、地震時のトンネルの変形挙動を推定する目的で二次元有限要素法による解析を行った。解析は、計測を実施している牛鍵トンネルの622km300m付近の断面を対象として実施した。

計測断面付近の地質は、高館段丘構成層のN値10～20（平均N=15）の砂質土が主体である。解析に用いた入力物性値は、平均N値（N=15）から弾性係数  $E=700\text{N (kN/m}^2)$ 、ポアソン比  $\nu=0.35$ 、単位体積重量  $\gamma_t=18\text{ (kN/m}^3)$  として設定した。なお、本解析は、2006年7月6日の地震記録（2006年11月データ回収）によりシミュレーションすることとした。ただし、計測によって得られたひずみは $1\mu$ 以下であることから、覆工の両肩部 $45^\circ$ のひずみ発生状況（符号が異なり、絶対値が概ね等しい）と一致する場合の荷重条件を求め、トンネル変形挙動の検討を行った。

図3.3.1にFEMによる検討結果を示す。解析による検討の結果、計測で把握された覆工の両肩部 $45^\circ$ のひずみ発生状況を再現できるのは、図中に示すようなトンネル脚部から天端にかけて増加するようなトンネル横断方向の荷重形態が作用した場合であると考えられ、このような荷重が作用することにより、トンネルは横断方向にせん断変形をするものと推定される。

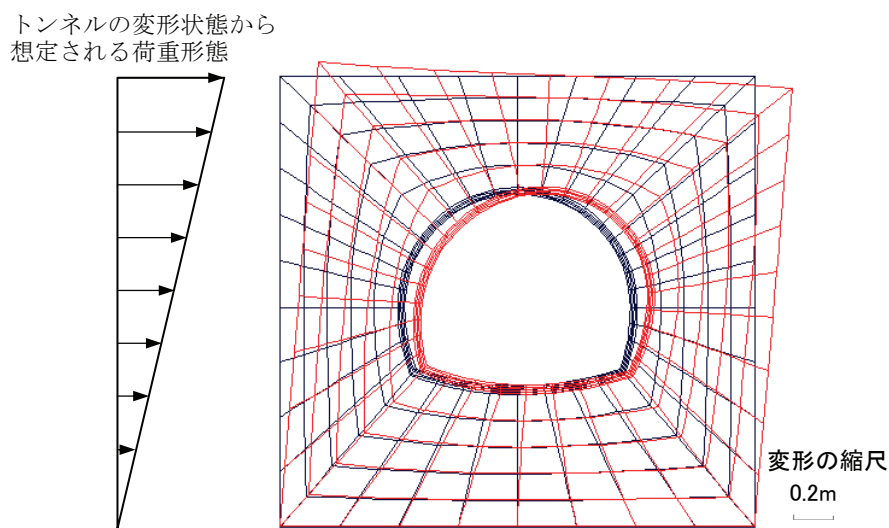


図 3.3.1 FEMによるトンネル変形挙動

### 3.4 まとめ

小土被り部における山岳トンネルの地震時の挙動を把握することを目的として、東北新幹線牛鍵トンネル内に設置した地震計とひずみ計による計測を実施した。2006年2月26日～2008年2月15日までの期間にトンネル周辺地域で震度1以上の有感地震は66回発生している。これらの地震のうち、牛鍵トンネルにおいて計測された震度1以上の地震動は、合計8回記

録されており，これらを対象として，トンネルの変位変形挙動に着目した整理を行った．これらの計測の結果をまとめると，以下のとおりとなる．

- ① 牛鍵トンネル坑内で観測された最大加速度は 5.1gal であり，そのときの地表強震記録では，19gal (K-net 三沢)，6.4gal (K-net 十和田) であり，地表で観測された加速度に比べトンネル内での加速度は，同程度～小さい傾向が窺える．
- ② 各地震で観測されたトンネルのひずみは，数値は小さいものの，これまで計測されたように，両肩部に設置したひずみ計は，一方が圧縮のとき，もう一方が引張となる左右交番の挙動をしている．また，縦断方向のひずみは横断方向のひずみと比較して小さいことが分かった．
- ③ 地震時のトンネル挙動としては，入射角や震央距離による影響よりも，トンネルに作用する水平加速度の大きさの影響が大きく，かつ，トンネル横断方向のせん断変形が卓越しているといえる．
- ④ 地震時挙動計測結果を踏まえ，地震時のトンネルの変形挙動を推定する目的で二次元有限要素法による検討を行ったところ，計測で把握された覆工の両肩部 45° のひずみ発生状況を再現できるのは，トンネル脚部から天端にかけて増加するようなトンネル横断方向の荷重形態が作用した場合であると考えられる．
- ⑤ 以上のことから，トンネル覆工コンクリートに発生したひずみは，左右から作用（荷重）を受け肩部が左右交番に振動するようなひずみモードであると推定される．したがって，小土被り部におけるトンネル覆工の変形挙動は，トンネルが横断面方向にせん断変形するモードが卓越すると推定される．



## 第4章 小土被り山岳トンネルの地震被害メカニズム

### 4.1 概説

小土被り山岳トンネルは比較的軟弱な地盤中に構築されることが多い。そのような地盤条件下で地震の影響を受ける場合、通常の岩盤等と比較して地震動が増幅しやすいため、地盤の変形が大きくなる傾向にある。このような地盤中に存在する山岳トンネルは、トンネルの見掛けの単位体積重量が周辺地盤よりも小さいか同程度であるため、開削トンネルやシールドトンネルと同様に、地震時に構造物が固有の振動を起こすことはなく<sup>1),2)</sup>、その地震時挙動はもっぱら周辺地盤の相対変位に支配され、周辺地盤と一体となって挙動するものと考えられる。

第2章で述べたように、小土被り山岳トンネルの典型的な震災事例からも、せん断変形に起因すると見られる地震被害メカニズムが想定されている。また、第3章で述べたように、実トンネルにおける地震時挙動の計測結果からも、小土被り山岳トンネルは地震時に左右交番となる挙動を示しており、せん断変形が支配的であることが確認されている。

しかしながら、このようなせん断変形による山岳トンネルの地震被害メカニズムに関しては、既往の震災事例あるいは実トンネルにおける数少ない計測結果等からの推察に留まっているのが現実であり、小土被り山岳トンネルの地震時挙動や耐震性能に関する詳細な検討はこれまでに実施されていない。

本章では、せん断変形に起因すると想定される小土被り山岳トンネルの地震被害メカニズムを詳細に把握することを目的として、覆工単独を考慮した気中載荷実験および覆工と地盤の双方を考慮したせん断土槽実験による検討、さらに地盤応答解析とトンネル構造解析による実トンネルを考慮した数値解析を用いたアプローチを行い、山岳トンネルの地震時挙動の再現と耐震性能の評価を行う。

### 4.2 気中載荷実験によるトンネル覆工の地震時挙動の再現

#### 4.2.1 実験概要

トンネルは地中構造物であるため、地震被害を再現する実験においては、地盤とトンネルの双方をモデル化し、地盤～トンネル間の相互作用を考慮することが可能な土中実験を実施することが望ましいと考えられる。しかしながら、その一方で、土中実験は不確定要素を含む地盤をモデル化する必要があるという問題を有しているのも事実である。

山岳トンネルの覆工は、一般に地山と支保工の相互作用によって、トンネルおよび周辺地盤の安定が確保された後に施工されるため、安定した地山内では覆工に常時の荷重が作用しないと考えられる。また、吹付けコンクリート等の支保工と覆工とは防水シートやアイソレーションシートで分離されており、地山からのせん断力や引張力が作用しにくい状態にあると考えられる。

以上の内容を考慮し、検討の最初のステップとして地震時における覆工の変状の進展を詳細に把握することを目的として、覆工の気中載荷実験<sup>3),4)</sup>を実施することとした。具体的には、実トンネルの1/4スケールの覆工模型を用いて、気中においてせん断変形を模擬した左右交番載荷による実験を行うものである。

## 4.2.2 実験条件

### (1) 実験ケース

トンネル全体系としての変形性能、破壊挙動を把握することを目標として、実物の1/4スケールの覆工模型を作製し交番載荷試験を行った。実験ケースは表4.2.1に示すとおりである。覆工模型の材質は、山岳トンネル覆工として一般的な無筋コンクリートとしている。ケース1では、ひび割れの進行状況や破壊モードを確認することを優先し、実トンネルと同様の巻厚300mmを採用した。ケース2では形状を巻厚100mmとし、実トンネルのスケールに近づけた模型とした。実験模型の外観を図4.2.1および図4.2.2に、覆工模型の寸法を図4.2.3および図4.2.4に示す。

表 4.2.1 実験ケース

実験ケース	材 質	巻 厚	備 考
ケース 1	無筋コンクリート	300mm	実トンネルの巻厚を考慮
ケース 2	無筋コンクリート	100mm	実トンネルのスケールを考慮

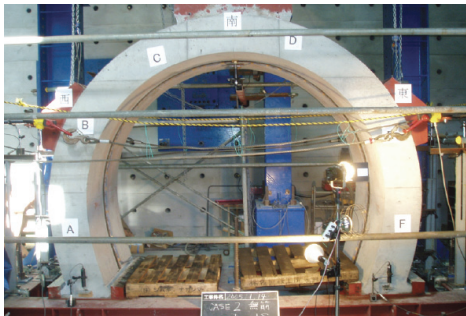


図 4.2.1 実験模型の外観（ケース 1）<sup>1)</sup>

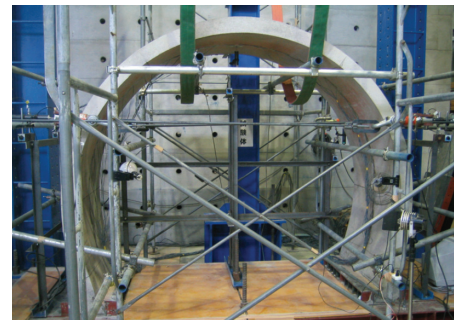


図 4.2.2 実験模型の外観（ケース 2）<sup>2)</sup>

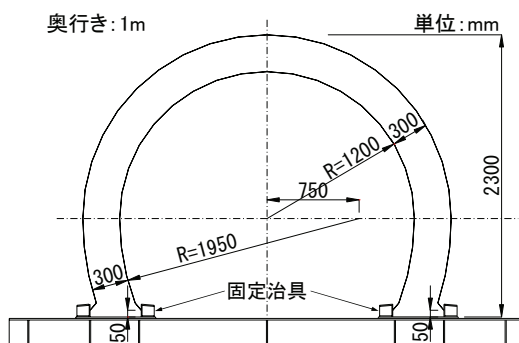


図 4.2.3 覆工模型の寸法（ケース 1）<sup>1)</sup>

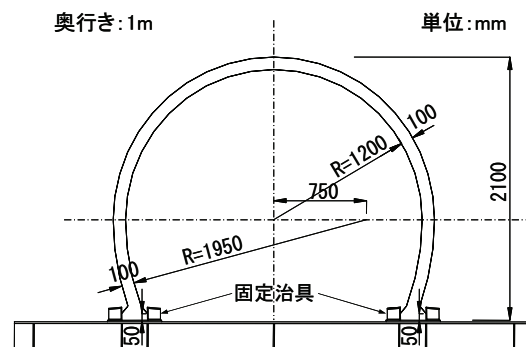


図 4.2.4 覆工模型の寸法（ケース 2）<sup>2)</sup>

なお、トンネルがせん断変形を受けることを想定していること、また、覆工とインバートとの間には打継ぎ目が存在することから、インバート構造自体はモデル化していないがインバートの効果を考慮し、覆工脚部の水平変位を固定する目的で固定治具を設置している。

## (2) 材料

コンクリートは実際の覆工と同様の配合とした。実際の覆工の設計強度は $18\sim 24\text{N/mm}^2$ 程度であるため、載荷については上記と同程度の強度に達する時期（打設7日～14日後）に実施することとした。表4.2.2にコンクリートの材料条件を示す。

表 4.2.2 コンクリートの材料条件<sup>1), 2)</sup>

実験ケース	ケース 1 ( $t=300\text{mm}$ )	ケース 2 ( $t=100\text{mm}$ )
セメント種別	普通ポルトランド	普通ポルトランド
単位セメント量 $C$	$284\sim 334\text{kg/m}^3$	$294\text{kg/m}^3$
水セメント比 $W/C$	60%	61%
粗骨材の最大寸法 $G_{\text{max}}$	20mm	15mm
実験時の強度	$18\sim 24\text{MPa}$ (材齢 7 日)	$24\sim 25\text{MPa}$ (材齢 14 日)

## (3) 載荷方法

トンネルが地震動によりせん断変形することを想定し、全高の2/3の位置の肩部に載荷板を取り付け、左右交互に交番載荷する。制御方法は変位制御とし、載荷速度は $0.2\text{mm/min}$ を標準とした。実験における載荷位置を図4.2.5に示す。また、載荷ステップは、覆工にひび割れが発生するまでは片方向載荷とし、ひび割れ発生後は交番載荷とした。1ステップの載荷変位はひび割れが発生し、応力解放に伴う変位の急増が終了したときの変位 ( $=\delta$ ) を基準として、 $\pm 1\delta$ 、 $\pm 2\delta$ 、 $\pm 3\delta$ ・・・と変化させた。なお、ケース1では、最初のステップはアーチ右肩の載荷箇所から左方向（変位マイナス方向）に載荷しており、ケース2では逆の載荷方向からとしている。また、覆工の変形がある程度進んだ後は、終局状態を調べる目的で適宜載荷ステップを大きくした。図4.2.6に載荷ステップの概念図を示す。

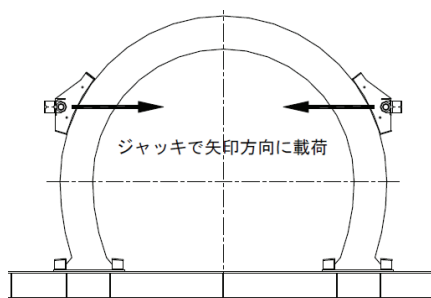


図 4.2.5 載荷位置<sup>1)</sup>

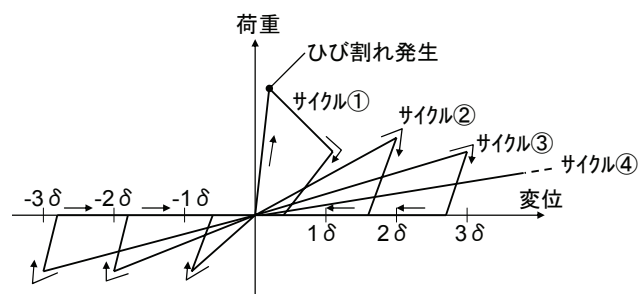
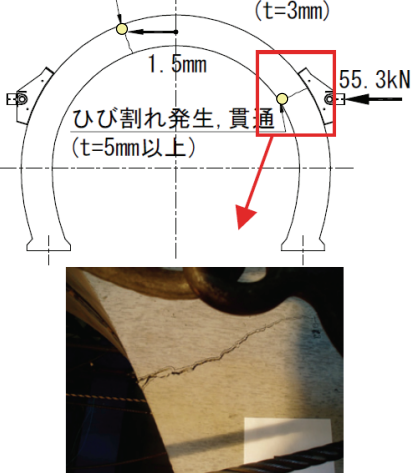
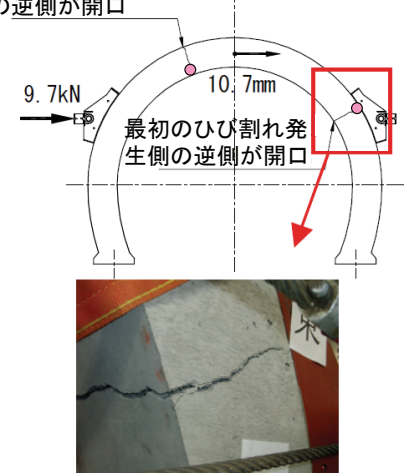
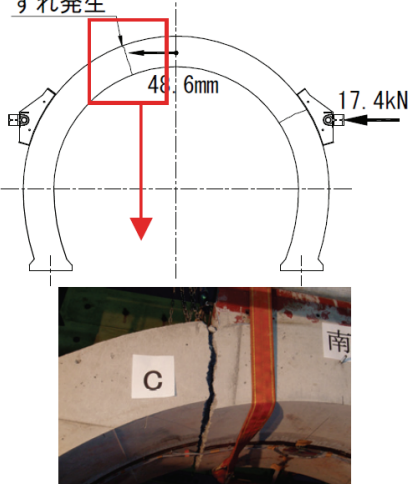
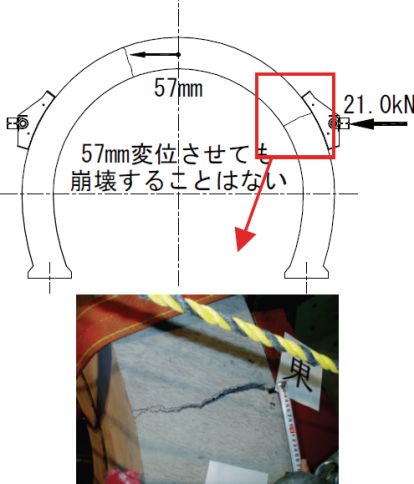


図 4.2.6 載荷ステップの概念図<sup>2)</sup>





表 4.2.3 ひび割れ発生・進展の状況（ケース1）<sup>1)</sup>

STEP1	STEP2
$\delta_s = -1.5\text{mm}$ , $P = 55.3\text{kN}$ $\delta_s/h = 0.07\%$	$\delta_s = 10.7\text{mm}$ , $P = 9.7\text{kN}$ $\delta_s/h = 0.47\%$
<p>ひび割れ発生, 貫通 (<math>t=3\text{mm}</math>)</p> <p>1.5mm</p> <p>ひび割れ発生, 貫通 (<math>t=5\text{mm}</math>以上)</p> <p>55.3kN</p> 	<p>最初のひび割れ発生側の逆側が開口</p> <p>9.7kN</p> <p>10.7mm</p> <p>最初のひび割れ発生側の逆側が開口</p> 
STEP9	STEP10(最終)
$\delta_s = -48.6\text{mm}$ , $P = 17.4\text{kN}$ $\delta_s/h = 2.11\%$	$\delta_s = -57.0\text{mm}$ , $P = 21.0\text{kN}$ $\delta_s/h = 2.48\%$
<p>ずれ発生</p> <p>48.6mm</p> <p>17.4kN</p> 	<p>57mm</p> <p>21.0kN</p> <p>57mm変位させても崩壊することはない</p> 

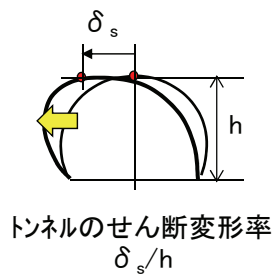


図 4.2.8 トンネルのせん断変形率の定義

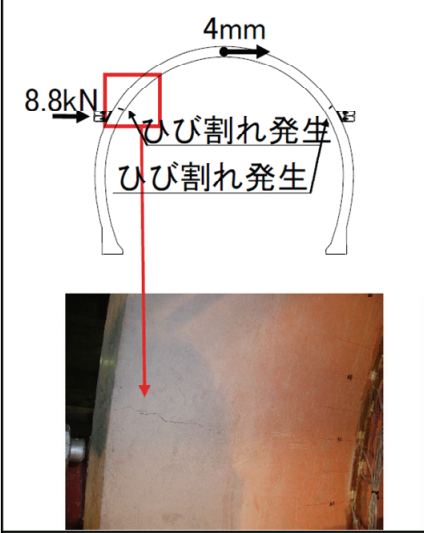
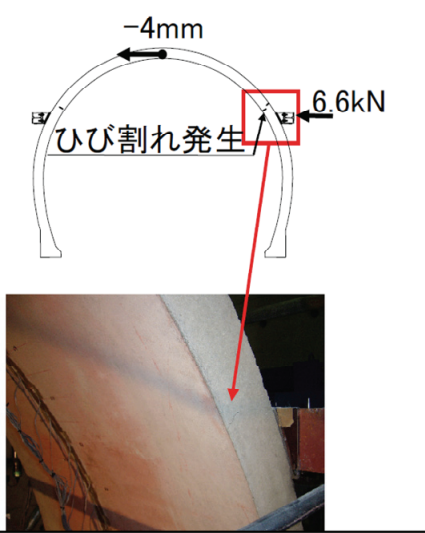
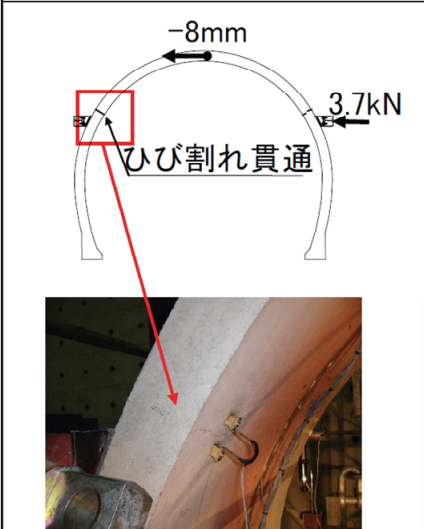
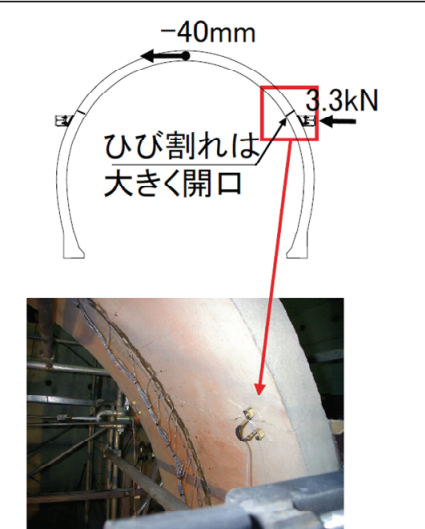
次に表 4.2.4 にケース 2 におけるひび割れ発生・進展の状況を示す。ステップ 1 で右方向に載荷すると、載荷箇所（アーチ左肩）の覆工内側に曲げひび割れが発生した。また、覆工右肩の覆工外側にも曲げひび割れが発生した。なお、いずれのひび割れも覆工を貫通

してはいない。次に、ステップ2で左方向に载荷すると、ステップ1で発生したひび割れの開口側は閉じ、その反対側でひび割れが発生した。

ステップ3～11は、ステップ1と2のひび割れの状況が繰り返され、ひび割れの増加は確認されなかったが、载荷ステップが進み、天端変位が大きくなるに従いひび割れの開口量が大きくなった。

さらに、ステップ12（天端変位  $\delta_s = -40\text{mm}$ ）まで载荷を行ったが、ひび割れの開口、覆工の変形は大きくなったものの、覆工にずれや圧ざが生じることはなく、アーチ構造を保ち崩壊しないことが確認された。なお、最終ステップにおけるトンネルのせん断変形率は  $\delta_s/h = 1.90\%$  であった。

表 4.2.4 ひび割れ発生・進展の状況（ケース2）<sup>2)</sup>

STEP1 $\delta_s = 4\text{mm}$ , $P = 8.8\text{kN}$ $\delta_s/h = 0.19\%$	STEP2 $\delta_s = -4\text{mm}$ , $P = 6.6\text{kN}$ $\delta_s/h = 0.19\%$
	
STEP4 $\delta_s = -8\text{mm}$ , $P = 3.7\text{kN}$ $\delta_s/h = 0.38\%$	STEP12(最終) $\delta_s = -40\text{mm}$ , $P = 3.3\text{kN}$ $\delta_s/h = 1.90\%$
	

## (2) 荷重と変位の関係

ケース1, ケース2それぞれの荷重～変位曲線を図4.2.9および図4.2.10に示す. 各ケースとも最初のひび割れ発生と同時に最大荷重を示している. また, ひび割れ発生後については, ひび割れ発生と共に急激な荷重の低下および変位の増加を生じている.

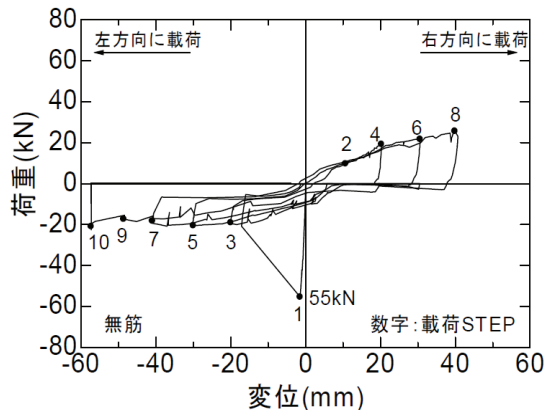


図 4.2.9 荷重－変位曲線 (ケース 1) <sup>1)</sup>

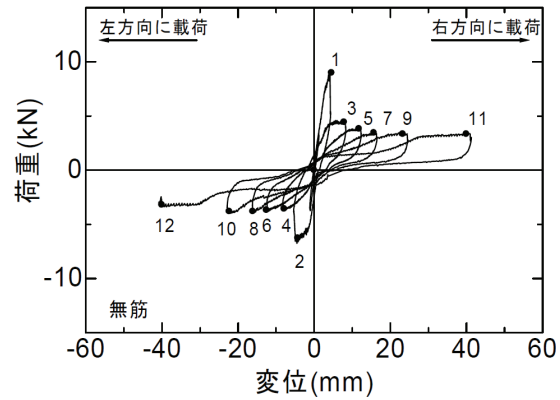


図 4.2.10 荷重－変位曲線 (ケース 2) <sup>2)</sup>

## (3) 曲げモーメント

ケース 1, ケース 2 それぞれのひび割れ発生直前の曲げモーメント分布を図 4.2.11 および図 4.2.12 に示す. ここで, 曲げモーメントは覆工の外周と内面に貼付したひずみゲージの値を用いて算出したものである. ケース 1, 2 とともに, 荷重位置において最初にひび割れが発生しており, 曲げモーメントも同箇所が最大となっている. また, アーチ左右肩部において曲げモーメントが大きくなっており, 覆工のせん断変形に伴う断面力状態が再現できているものと考えられる.

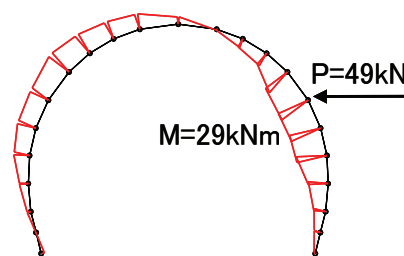


図 4.2.11 曲げモーメント図 (ケース 1) <sup>1)</sup>

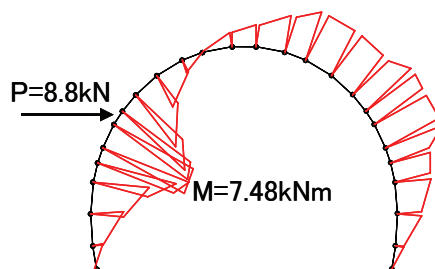


図 4.2.12 曲げモーメント図 (ケース 2) <sup>2)</sup>

#### 4.2.4 気中載荷実験のまとめ

1/4 スケールの覆工模型を用いた気中載荷実験の結果をまとめると以下のとおりである。

- ① 実験ケース 1 においては、巻厚 300mm の覆工模型に対して約 60mm(実物 240mm 相当)のせん断変形を与えたが、曲げひび割れが発生するのみで脆性的な破壊やはく落は生じなかった。ただし、大変形時には局所的な覆工のずれが生じた。
- ② 実験ケース 2 においては、巻厚 100mm の覆工模型に対して約 40mm(実物 160mm 相当)の変形を与えたが、曲げひび割れが発生するのみで脆性的な破壊やはく落は生じなかった。
- ③ 覆工のアーチ形状の効果として、地山から比較的大きなせん断変形の影響を受けた場合であっても、山岳トンネル覆工は崩壊しないことが確認された。

### 4.3 せん断土槽実験による地震被害の再現

#### 4.3.1 実験概要

次のステップとして、小土被り山岳トンネルの地震被害メカニズムの解明と耐震性能の評価を目的として、覆工と地盤の双方をモデル化したせん断土槽実験<sup>5)</sup>を行うこととした。

第3章で示した現地計測結果により、小土被り山岳トンネルは地震時に周辺地盤のせん断変形に追随して挙動しているものと予想される。したがって、実験は2次元せん断土槽(図4.3.1および図4.3.2)を用いて実施した。具体的には、トンネル模型を模擬地盤中に埋設しジャッキにより模擬地盤を介してトンネルにせん断変位を与えることにより実験を行うものである。



図 4.3.1 2次元せん断土槽外観

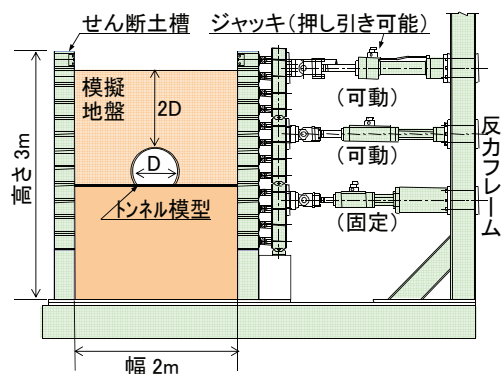


図 4.3.2 2次元せん断土槽模式図

#### 4.3.2 実験条件

図4.3.3にトンネル模型と模擬地盤の寸法を示す。トンネル模型は新幹線標準断面のトンネルを想定した 1/20 スケールの模型である。模型はモルタル製で、一軸圧縮強度は約 26MPa である。なお、実際のトンネルには吹付けコンクリート等の支保工があり、これらの効果も考慮すべきであるが、吹付けコンクリートは巻厚や強度等、ロックボルトについては地山との付着強度等について、施工上のばらつきも大きいため、本研究ではモデル化

していない。模擬地盤の材料は乾燥した珪砂で、地盤は気中落下法により作成した。締固めを行うことにより、地盤の相対密度は 80%程度になっている。表 4.3.1 にトンネル模型と模擬地盤の諸元、表 4.3.2 に模擬地盤に使用した珪砂の諸元を示す。

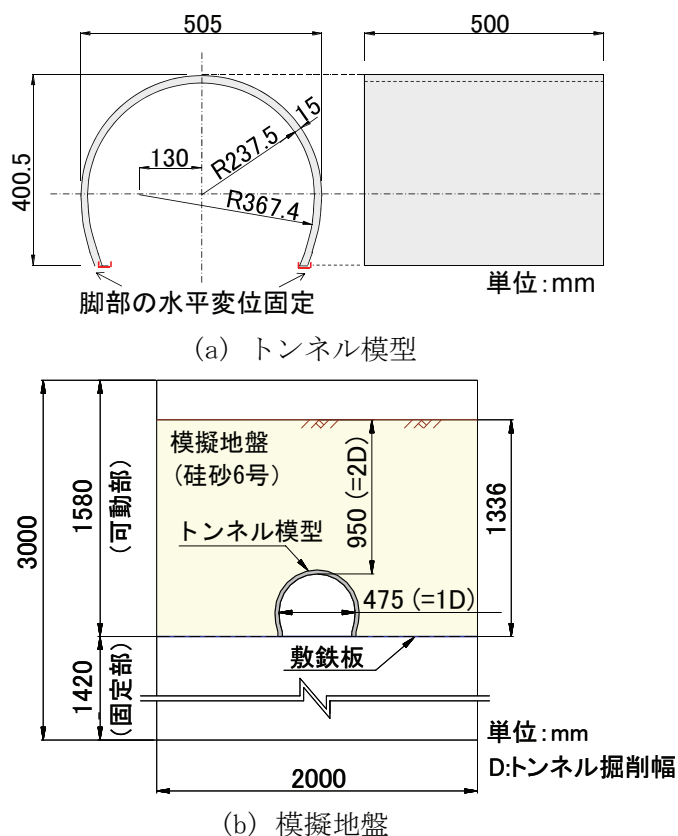


図 4.3.3 トンネル模型と模擬地盤の寸法

表 4.3.1 トンネル模型と模擬地盤の諸元

覆工	材 料	モルタル
	強 度	約 26MPa (28 日強度)
	巻 厚	15mm
	奥行き	500mm
	打継目	なし
模擬地盤	材 料	乾燥砂
	種 類	珪砂 6 号
	相対密度	目標 80%

表 4.3.2 模擬地盤に使用した珪砂の諸元

土粒子密度 $\rho_s$	$e_{\max}$	$e_{\min}$	D50	内部摩擦角 $\phi$	粘着力 $c$
2.644 g/cm <sup>3</sup>	0.922	0.565	0.2mm 程度	46° (Dr=90%)	2.3kPa (Dr=90%)

図 4.3.4 に実験の手順を示す。トンネル模型に、変位計、カメラなどを取り付けた後に土槽に設置し、模擬地盤を作成した。実験においては、3 段あるジャッキのうち最下段の



ジャッキは固定し，上側2段のジャッキにより，三角形分布の変位を作用させた．载荷は変位制御とし，図4.3.5に示すように，1サイクル毎に  $\Delta/H$ （地盤のせん断ひずみ，定義は図4.3.7参照）の振幅最大値を大きくしながら， $\Delta/H$ が $\pm 6\%$ に達するまで，静的に交番载荷を与えた．

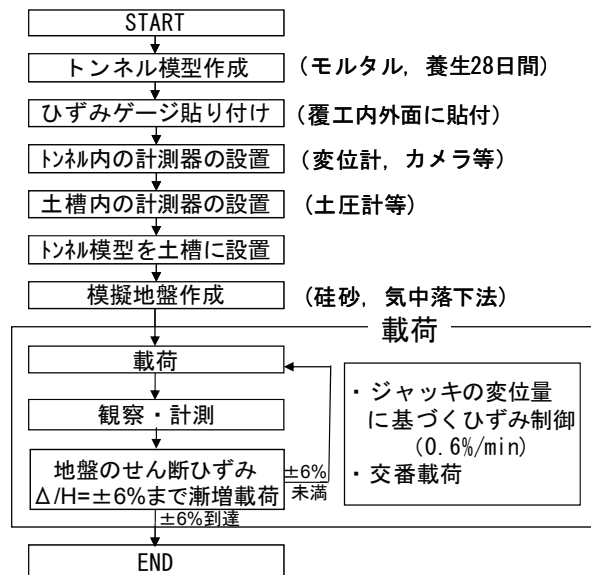


図 4.3.4 実験の手順

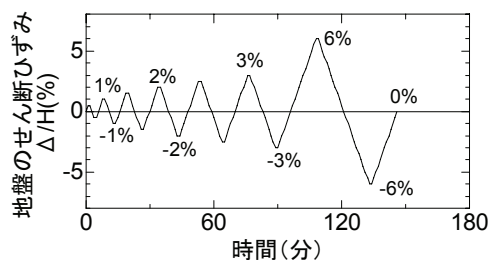


図 4.3.5 実験における载荷パターン

図4.3.6に計測項目を示す．载荷の際，トンネル模型壁面の内空変位等を計測した．また，トンネル模型内に設置したカメラにより覆工のひび割れの発生，破壊の進展の様子を観察した．

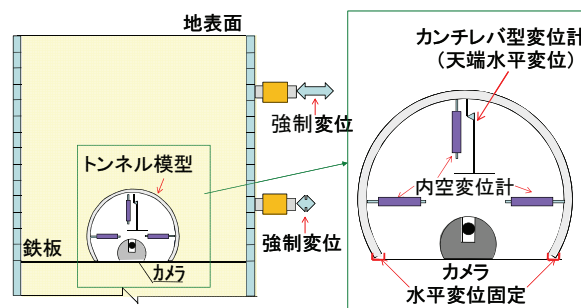


図 4.3.6 計測項目

変形については、地盤のせん断ひずみ  $\Delta/H$ 、トンネルのせん断変形率  $\delta_s/h$ 、トンネルの水平変形率  $\delta_h/b$ に着目して整理した。これらの定義を図4.3.7に示す。

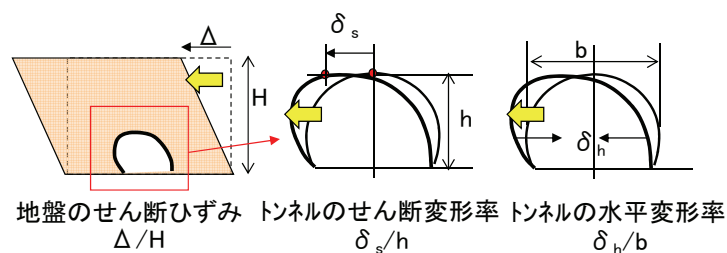


図 4.3.7 各数値の定義

### 4.3.3 実験結果

図4.3.8に  $\Delta/H$ と  $\delta_s/h$ の関係を、図4.3.9に  $\Delta/H$ と  $\delta_h/b$ の関係を示す。なお、実験は交番载荷により行ったが、わかりやすくするため、各载荷段階での  $\Delta/H$ が最大となる時の計測値をつないで表示している。図より、 $\delta_s/h$ は  $\Delta/H$ にほぼ比例して増加しており、トンネルのせん断変形が再現できていることがわかる。また、 $\Delta/H \pm 1\%$ 程度までは  $\delta_h/b$ に変化は見られないが、 $\Delta/H \pm 1\%$ を超えると  $\Delta/H$ にほぼ比例して増加、すなわち水平内空が縮小していく。図4.3.10にて後述するが、図中には、ひびわれ・圧ざが初めて発生した時期も○●印で同時に示してある。上記ひび割れ・圧ざはアーチ肩部のものであるが、ひびわれの発生と水平内空の縮小の開始はいずれもほぼ同時である。この水平内空の縮小は、 $\Delta/H$ の絶対値の増加に伴い地盤が破壊したこと、ひび割れの発生に伴い覆工の水平方向の剛性が低下したことにより生じたものと考えられる。

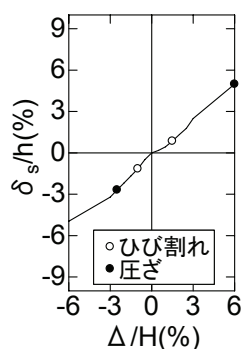


図 4.3.8  $\delta_s/h$ と  $\Delta/H$ の関係

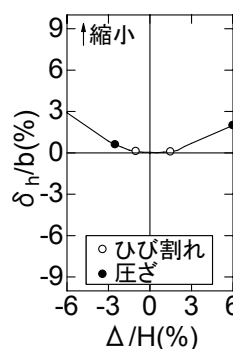
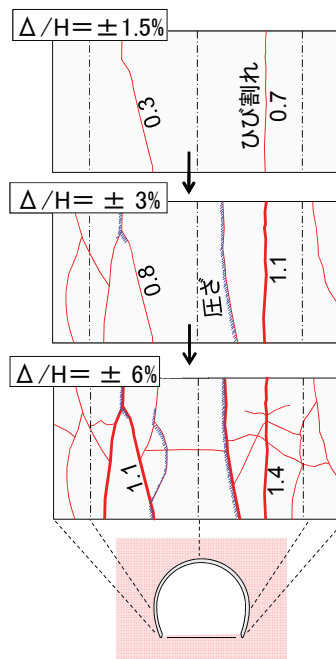


図 4.3.9  $\delta_h/b$ と  $\Delta/H$ の関係

図4.3.10にトンネル模型の内側表面の変状展開図を示す。 $\Delta/H = -1.0\%$ および $+1.5\%$ でアーチ左右肩部に引張ひび割れが発生し、 $\Delta/H$ の絶対値が大きくなるに伴いひび割れの数および幅が大きくなっている。 $\Delta/H = -3\%$ にて微細な剥離を生じたため、この時点点を圧ざと判定した。模型実験で見られたこれらの変状は、実際の小土被りトンネルの地震被害状況(図

1.1.10 および図 1.1.11) と酷似しているといえる。なお、 $\Delta/H=\pm 6\%$ においては、破壊が進んだため、トンネル軸方向のひび割れだけでなく輪切り方向のひび割れも観察された。



数値: ひび割れ幅mm

図 4.3.10 トンネル模型の変状展開図

以上の結果から、小土被りトンネルにおいては、図 4.3.11 に示すように、地震に伴いせん断波が鉛直に入射し、地盤とトンネルとがせん断変形を生じ、曲げが大きくなるアーチ肩部でひび割れ、また、ひび割れの開口が大きくなると圧ざが発生するというメカニズムで被害が生じるものと想定される。

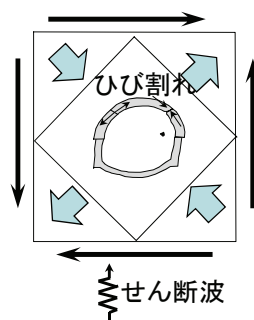


図 4.3.11 予想される小土被りトンネルの地震時挙動

#### 4.4 数値解析による実トンネルの耐震性能の検討

次に、未固結地盤中の小土被りトンネルを想定した数値解析により、実大トンネルレベルで、アーチ左右肩部でひび割れ・圧ざを伴う変状を生じ得るかどうかを確認することとした。

#### 4.4.1 条件設定

トンネルの地震時の構造解析手法として、代表的なものに以下の3つが挙げられる。

- ① 応答変位法（骨組モデルと地盤ばねを用いる）
- ② 応答震度法
- ③ FEM 動的解析法

①については、従来から開削トンネルで一般的に採用されてきた手法であるが、地盤～覆工間のばね値の設定や周面摩擦力の算定が困難であるという問題がある。②、③は地盤を含めた FEM モデルの作成が必要ではあるが、どちらも上記の問題を回避できるという利点がある。また、③の FEM 動的解析法は、地盤の非線形性を考慮した時刻歴応答解析による詳細な検討が可能であるが、本研究においては、②の応答震度法を適用し、覆工に着目した静的解析による検討を実施することとした。

地盤応答解析によりトンネル周囲の地盤の応答加速度を求め、トンネルをモデル化した FEM 構造解析において、加速度を荷重に換算した上で節点荷重として作用させ、トンネルの応答を調べるという手順で解析を実施した。図 4.4.1 に応答震度法の概念図を示す。

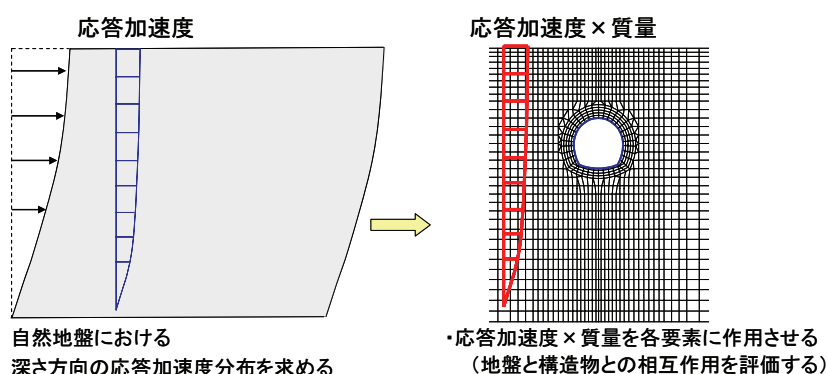


図 4.4.1 応答震度法による検討の概念図

地震動については、過去の事例<sup>6)</sup>によれば、L1 地震動ではほとんど被害は生じないと予想されたことから、L2（スペクトルⅡ）地震動<sup>7)</sup>を選定した。

地盤については、東北新幹線（八戸・新青森間）の小土被りトンネル<sup>8)~11)</sup>が位置する洪積地盤のボーリングデータを参考にして設定した。図 4.4.2 に地盤条件を示す。深度 25m 以深が地盤のせん断弾性波速度  $V_s \approx 380\text{m/s}$  の耐震設計上の基盤相当の層で、それ以浅が表層地盤となる。地盤条件は、「漸減」と「急変」の 2 通りとした。「漸減」は実在の地盤をほぼそのままモデル化したもので、基盤との層境を境に  $V_s$  が漸減していく地盤となっている。一方で「急変」は、層境で  $V_s$  が急に小さくなるようにしたもので、層境においてせん断変形が大きくなるような条件設定となっている。

図 4.4.3 に解析に用いたトンネル断面を示す。トンネルについては、新幹線標準断面の NATM トンネルを想定した。山岳トンネルを対象としているので無筋とし、また、小土被り

条件下を想定していることからインバートありの断面とした。ただし、吹付けコンクリートはモデル化していない。

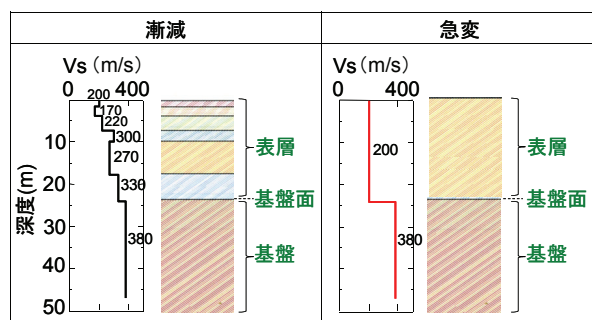


図 4.4.2 地盤条件

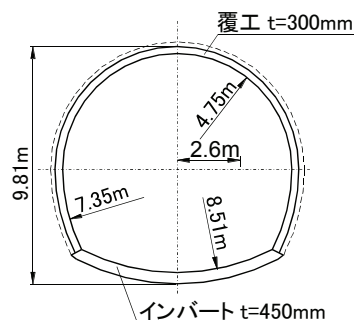


図 4.4.3 解析に用いたトンネル断面

図 4.4.4 に解析ケースの模式図を示す。地盤条件と位置条件（トンネルの位置）をパラメータとして 3 ケースについて解析を実施した。

ケース 1 は地盤条件を「漸減」とし、位置条件については、トンネルに与える影響が大きいと考えられる基盤面直上にトンネル位置を設定した。ケース 2 は位置条件をそのままとし、地盤条件を「急変」としたものの、ケース 3 は地盤条件をそのままとし、スプリングライン（以下 SL と略記）が基盤面に位置するようにトンネル位置を設定したものである。

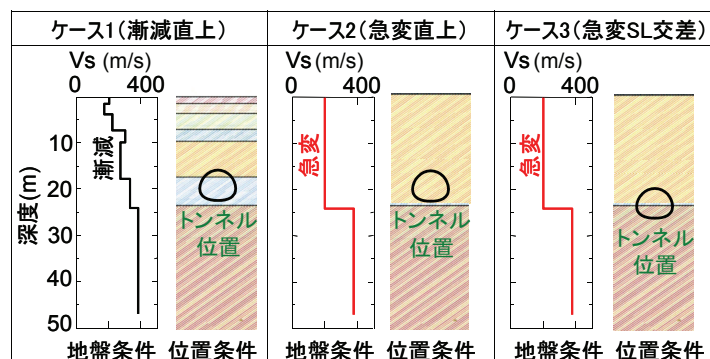


図 4.4.4 解析ケースの模式図

#### 4.4.2 地盤応答解析

##### (1) 解析条件

まず、トンネルはモデル化せずに地盤応答解析を行った。表 4.4.1 に地盤応答解析の詳細を示す。図 4.4.5 に入力地震動を、図 4.4.6 に使用した地盤のモデルを示す。入力地震動は、L2（スペクトルⅡ）地震動<sup>7)</sup>である。

地盤のモデルについては、各種の非線形モデルが提案されている<sup>12)</sup>が、本解析においては主に地盤の応答変位に支配される地下構造物の解析であることから、安全側の検討となるよう、ひずみが大きい領域においてせん断応力を小さく、せん断ひずみを大きく算出し、

結果的に地盤の収束剛性も小さくなる H-D モデルを用いることとした。なお、地盤の初期剛性  $G_0$  は、 $V_s$  (図 4.4.2) と重力加速度  $g$ 、地質調査結果に基づく単位体積重量  $\gamma$  から、 $G_0 = \gamma \cdot V_s^2 / g$  の関係により算出している。また、減衰についてはレーリー減衰とし、全体挙動に与える影響が小さい高次のモードの減衰が大きくなるよう剛性比例型を採用した。

表 4.4.1 地盤応答解析の詳細

項 目	モデル
解析手法	2次元動的 FEM (直接積分法)
入力地震波	L2 スペクトル II (図 4.4.5)
地盤モデル	H-D モデル (図 4.4.6)
境界条件 (側面・底面)	粘性境界
地震波入力方法	2E
内部減衰の導入方法	レーリー減衰 剛性比例型 ( $\alpha=0$ , $\beta=0.005$ )
内部減衰定数 $h$	0.01
数値積分法	Newmark $\beta$ 法 ( $\beta=1/4$ )
積分間隔	0.002 秒
地震波入力位置	野辺地砂層下面 GL-47.0m

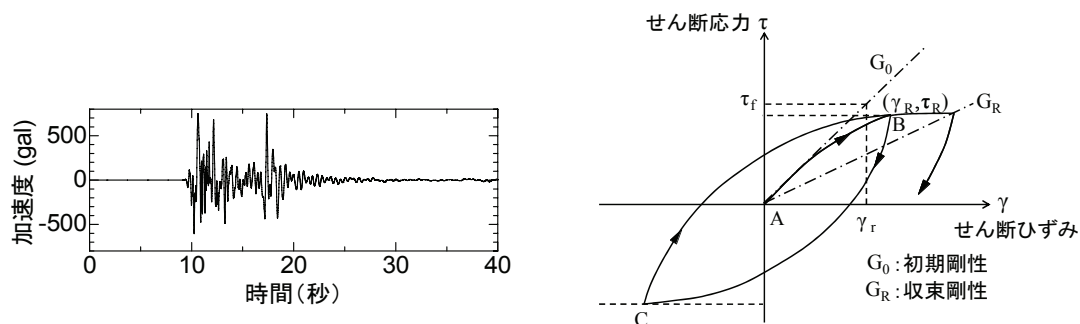

図 4.4.5 入力地震動 (L2 スペクトル II) <sup>5)</sup>

図 4.4.6 使用した地盤のモデル (H-D モデル)

## (2) 解析結果

地盤応答解析の結果として、図 4.4.7 に地盤のせん断ひずみの分布を、図 4.4.8 に地盤の収束剛性を示す。図より、トンネルが位置する基盤面直上に着目すると、(a) 漸減では地盤のせん断ひずみは 1% 以下であるが、基盤～表層間のインピーダンス比が大きい (b) 急変では、1～2% のせん断ひずみが生じ、また、収束剛性が初期剛性から大きく低下していることが分かる。

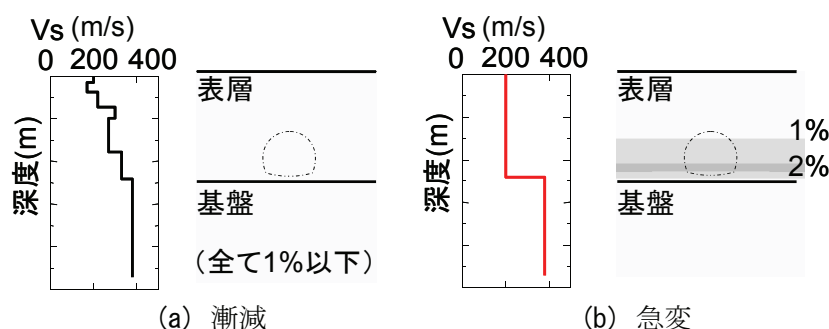


図 4.4.7 地盤応答解析の結果 (せん断ひずみ)



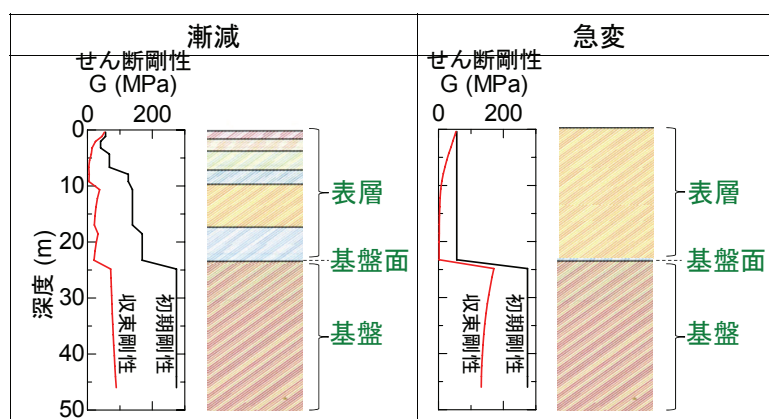


図 4.4.8 地盤応答解析の結果（地盤の剛性）

### 4.4.3 トンネルの構造解析

#### (1) 解析条件

次に、地盤応答解析で得られた加速度を節点荷重に変換した上でモデルに作用させてトンネルの構造解析を行い、トンネルの応答（被害）を調べた。ここで、節点荷重の算出に用いる加速度には、インバート～天端間の相対変位（層間変位）が最大となる時刻の解析結果を用いた。

なお、解析においては、トンネルには自重を与えるが、地盤は単位体積重量を 0 とし、覆工には土被り荷重を与えていない。すなわち、地山や支保工によりトンネル自体の安定は保たれ続けると仮定し、覆工自重以外の地盤の影響による初期応力は無視し、地震による地盤変位のトンネルに対する影響についてのみ着目していることになる。

無筋コンクリートからなる覆工については、実際のトンネルの地震被害で見られたひび割れ、圧縮を表現できるモデルを使用する必要がある。ここでは、コンクリートの引張強度到達後の軟化および圧縮強度到達後の軟化挙動を考慮したモデル<sup>13)</sup>を用いることとした。すなわち、引張強度到達後のコンクリートは、図 4.4.9 に示すように、ひび割れ発生時の応力を  $\sigma_{cr}$ 、ひび割れ発生時のひずみを  $\varepsilon_{cr}$ 、引張軟化係数を  $\alpha$  として、指数関数により軟化するものとしてモデル化した。一方で、圧縮強度到達後のコンクリートは、図 4.4.10 に示すように、圧縮強度を  $\sigma'_{cr}$ 、軟化開始時のひずみを  $\varepsilon'_s$ 、圧縮軟化係数を  $\beta$  として、指数関数により軟化するものとしてモデル化した。文献<sup>11)</sup>に準じ、軟化の速さを表す  $\alpha$ 、 $\beta$  には  $\alpha=200$ 、 $\beta=260$  を、軟化開始時の塑性ひずみ  $\varepsilon'_s$  には、 $2,500\mu$  を用いた。要素には 4 節点平面ひずみ要素を用いた。一般には、メッシュを細かくすると局所的に生じる大きなひずみを表現することができるが、今回は地盤もモデル化しているため、モデルが過度に複雑にならないよう、覆工は厚さ方向に 12 要素に分割した。ここで、文献 34) においては、厚さ 15cm のコンクリートを 8 要素に分割しておりこのときと比べると、今回は 1 要素の大きさは少し大きくなっている。表 4.4.2 にトンネルの入力物性値・モデル化方法を示す。上記以外の値については一般的な値を用いている。

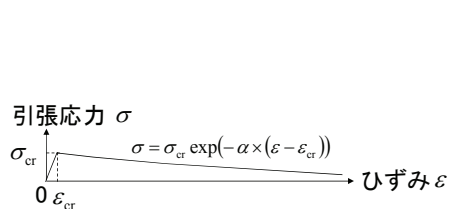


図 4.4.9 引張軟化特性（模式図）

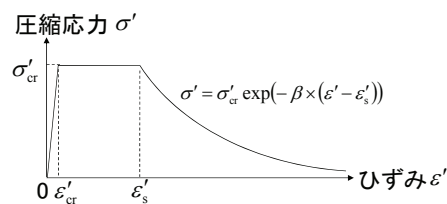


図 4.4.10 圧縮軟化特性（模式図）

表 4.4.2 トンネルの入力物性値・モデル化方法

項 目		入力値・モデル化方法	備 考
要素タイプ		4 節点平面ひずみ要素	
覆工巻厚		30cm（無筋）	文献 <sup>14)</sup> より
インバート巻厚		45cm（無筋）	文献 <sup>14)</sup> より
アーチ～インバート間		アーチ～側壁接合部は2重節点とし両者を分離し、それぞれ1節点をピン結合	
トンネル～地盤間		引張ばね切り	
単位体積重量		24.5kN/m <sup>3</sup>	文献 <sup>15)</sup> より
ポアソン比		0.2	文献 <sup>15)</sup> より
圧縮時	圧縮強度 $\sigma'_{cr}$	18 MPa	$= f'_{ck}$ , 一般的な値
	弾性係数 $E_c$	$2.2 \times 10^4$ MPa	文献 <sup>15)</sup> より
	塑性化ひずみ $\epsilon'_{cr}$	818 $\mu$	$= \sigma'_{cr} / E_c$
引張時	引張強度 $\sigma_{cr}$	1.58 MPa	$= f_t = 0.23 \times f'_{ck}{}^{2/3}$
	引張弾性係数 $E_t$	$2.2 \times 10^4$ MPa	$= E_c$
	塑性化ひずみ $\epsilon_{cr}$	72 $\mu$	$= \sigma_{cr} / E_t$

地盤については、図 4.4.7 に示した地盤応答解析における収束剛性を用いた弾性体としてモデル化した。

図 4.4.11 に解析メッシュを示す。覆工は厚さ方向に 12 層に分割し、ひび割れや圧さが予想されるアーチ左右肩部についてはトンネルの周方向に細かくメッシュを分割した。

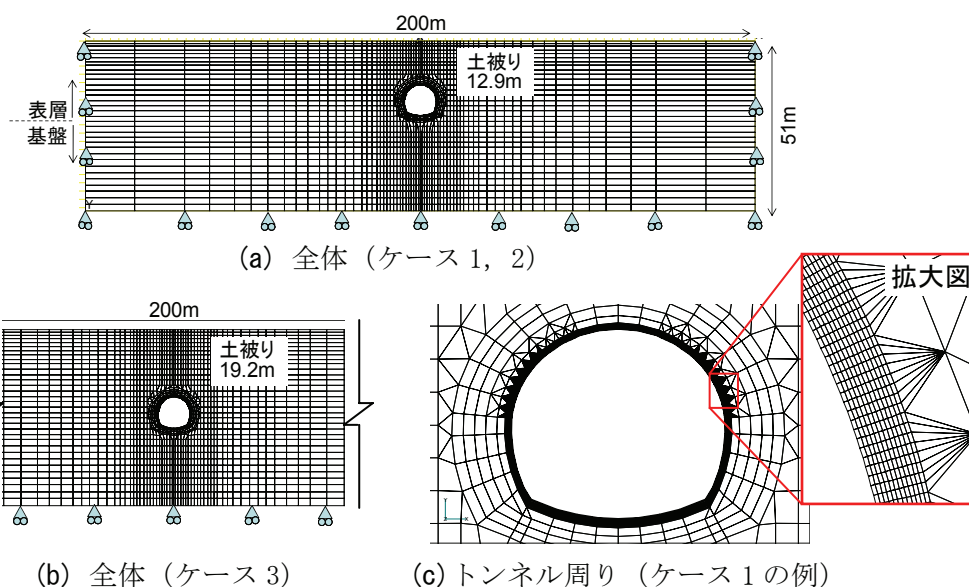


図 4.4.11 解析メッシュ

解析においては、節点荷重（地盤は弾性体としているためせん断変形量に比例）を徐々に増加させていくステップ解析により実施した。解析結果の表示にあたっては、解析モデルに与えた節点荷重の最終的に与える節点荷重に対する割合を「全せん断変形量に対する割合」と定義し、これを用いてステップの進行を表している。

## (2) 解析結果

図 4.4.12 に地盤の変形モードを、図 4.4.13 にトンネルの変形モードを示す。いずれのケースも地盤がせん断変形し、それに伴いトンネルもせん断変形をしていることが確認できる。

地盤条件に着目すると、基盤～表層の剛性の変化が大きくトンネル付近の地盤のせん断ひずみが大きくなるケース 2 はケース 1 よりもトンネルのせん断変形量が大きくなっている。

位置条件に着目すると、ケース 1, 2 ではトンネルがほぼ一様にせん断変形しているのに対して、SL が基盤面に位置するようにトンネル位置を設定したケース 3 では SL より下側ではほとんど変形せず、SL より上側において大きくせん断変形している。

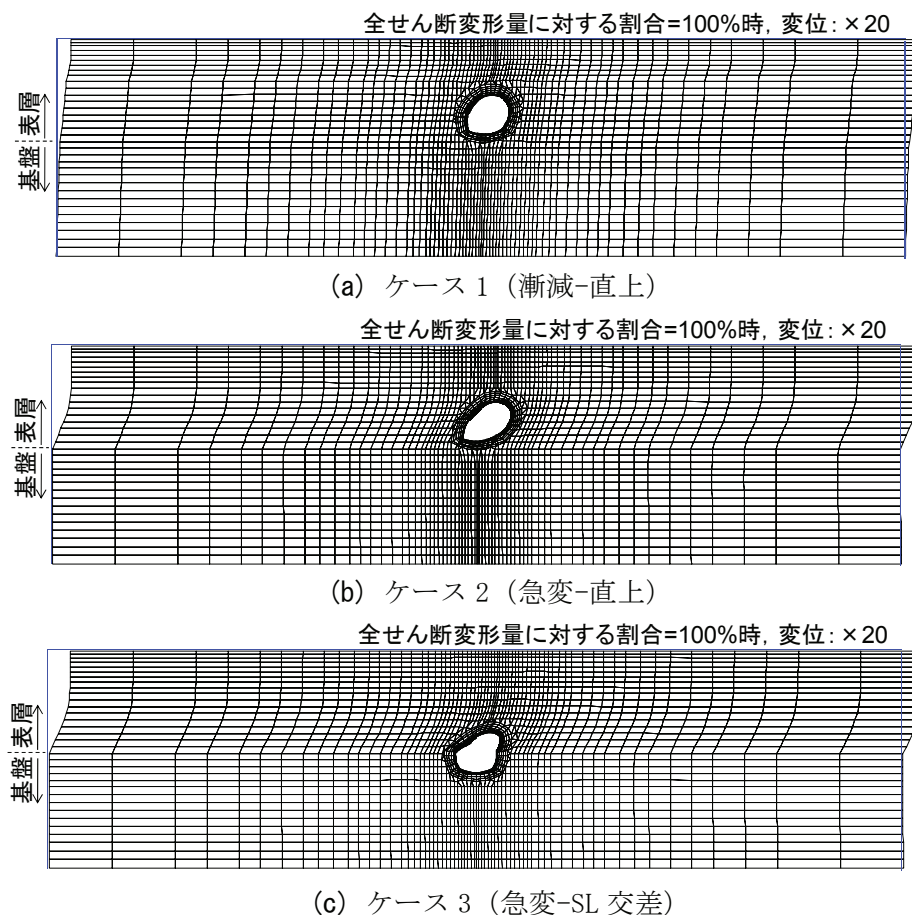


図 4.4.12 地盤の変形モード

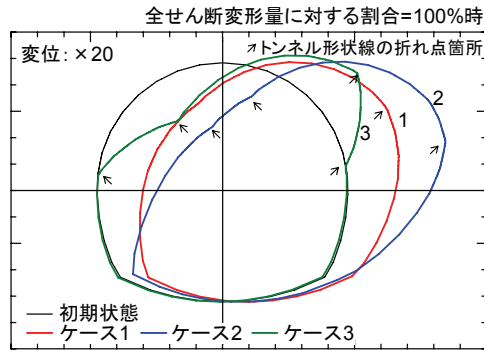


図 4.4.13 トンネルの変形モード

図 4.4.14 にトンネルのせん断変形の進展を示す．ここで，横軸は解析モデルに与えたせん断変形量の，全せん断変形量（最終的に与えるせん断変形量）に対する割合である．トンネルのせん断変形率  $\delta_s/h$  は，ケース 2 ではケース 1 の 3 倍程度となっている．ケース 3 は SL より上側のみ大きくせん断変形したために， $\delta_s/h$  自体はケース 1 と同程度になっている．図 4.4.14 には覆工内面側における圧ざについて，その発生のタイミングも併せて示してある．発生状況の詳細は図 4.4.15 で後述するが，ケース 1 では最終的に圧ざは生じなかったものの，ケース 2 では全せん断変形量の 100% 載荷時にアーチ右肩内面側で圧ざを生じ，ケース 3 では同じく 50% 載荷時にアーチ右肩内面側で，同じく 65% 載荷時に SL 内面側で圧ざを生じている．

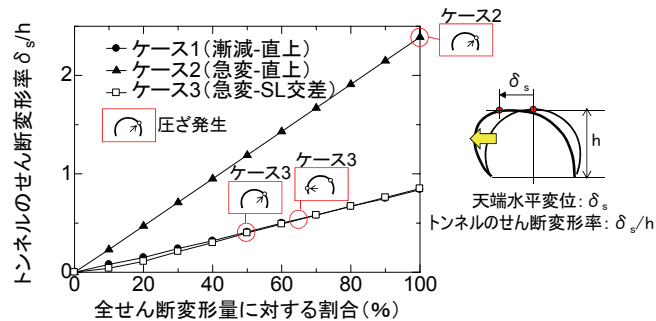


図 4.4.14 トンネルのせん断変形の進展

図 4.4.15 に，載荷変形量の全せん断変形量に対する割合が 0, 20, 40, 60, 80, 100% 時のそれぞれについて，覆工に発生するひずみの分布を示す．ここで，ひずみは von Mises (VM) 相当ひずみ（式(1)）で表示した．

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{1}{2} \{ (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2 \}} \quad (1)$$

トンネルがほぼ一様にせん断変形したケース 1, 2 では，アーチ左右肩部にひずみが大い部分が発生しており，アーチ右肩地盤側で引張・内面側で圧縮，アーチ左肩地盤側で圧縮・内面側で引張となっている．一方，SL より上側のみ大きくせん断変形したケース 3

では、アーチ左右肩部の他に、左右 SL においてもひずみが大きい部分が発生している。

なお、解析において、ひび割れは引張強度に到達することをもって、圧ぎは式(2)で示す相当塑性ひずみ  $\varepsilon_{eq}$  が  $10,000 \mu$  に到達することをもって判定した。

$$\varepsilon_{eq} = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p)^2 + (\varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p)^2 + (\varepsilon_3^p - \varepsilon_1^p)^2} \quad (2)$$

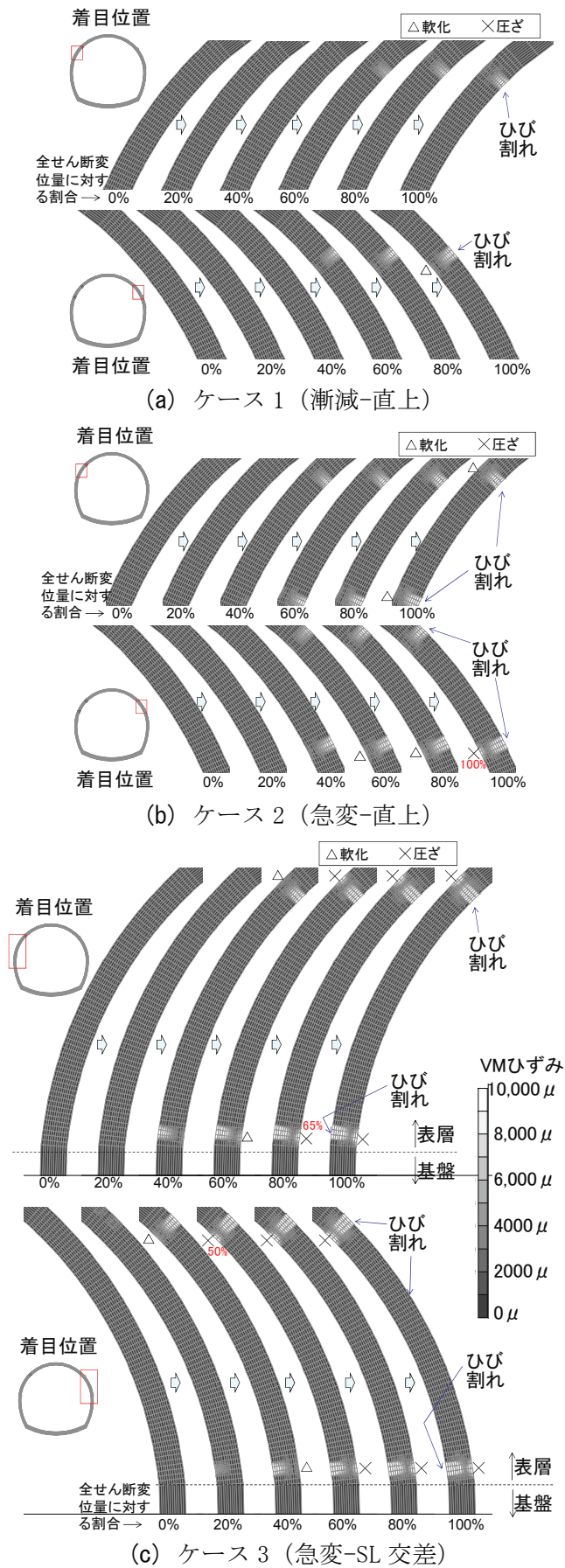
( $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$  : 最大, 中間, 最小主ひずみ, p : 塑性成分, 伸び : 正)

なお、塑性ひずみの限界値  $10,000 \mu$  については、圧縮強度にもよるが強度の 10～20% 程度の残留応力が残るひずみレベルである<sup>16), 17)</sup>ことから圧ぎ判定指標として採用した。値の妥当性については今後実験等により検証していく必要があるが、野城らが実施したシミュレーション解析<sup>13)</sup>によれば、 $10,000 \mu$  の限界値を用いることにより模型実験を適切に表現できることが確認されている。また、野城<sup>18)</sup>が別に実施した模型実験によれば、曲げ圧縮に伴う浮きが生じるのが、 $10,000 \mu$  程度、剥離が生じるのが  $35,000 \mu$  程度という実験結果例もある。

なお、図 4.4.15 はより一般的な VM 相当ひずみで表示しているが、この VM 相当ひずみは、式(1)で示した相当塑性ひずみと値の大小が対応するため、VM 相当ひずみが急増することは相当塑性ひずみが急増することを意味している。

図 4.4.15 中に、圧縮側において軟化状態にある要素がある箇所を△、圧ぎ状態にある要素がある箇所を×で併せて表示した。上記のような判定基準を用いると、ケース 1 では、トンネル覆工には圧ぎと判定される箇所は出現しないが、ケース 2 ではアーチ右肩内面側の 1 箇所、ケース 3 は左 SL 内面側、アーチ左肩地盤側、アーチ右肩内面側、右 SL 地盤側の 4 箇所に圧ぎと判定される箇所が出現している。これらの箇所は、図 4.4.13 において、↑で示した、トンネルの形状線の折れ点の箇所と対応している。

トンネル標準示方書（山岳工法）・同解説（p.154）<sup>19)</sup>に示されているように、山岳トンネルにおいても、地盤の剛性が深さ方向に急激に変化するところにトンネルが位置する場合には耐震検討が必要と示されているが、上記解析結果からもその傾向を確認することができる。





## 4.5 まとめ

地震時の地盤のせん断変形に起因すると想定される小土被り山岳トンネルの地震被害メカニズムを詳細に把握することを目的として、覆工単独を考慮した気中載荷実験および覆工と地盤の双方を考慮したせん断土槽実験による検討、さらに地盤応答解析とトンネルの構造解析による実トンネルを考慮した数値解析によるアプローチを行い、山岳トンネルの地震時挙動の再現と耐震性能の評価を行った。

1/4 スケールの覆工模型を用いた気中載荷実験からは、以下の知見を得た。

- ① 気中載荷実験において、覆工模型に対して大きなせん断変形を与えた結果、覆工には曲げひび割れが発生するのみで脆性的な破壊やはく落は生じなかった。ただし、一部のケースでは、大変形時に局所的な覆工のずれが生じた。
- ② 覆工のアーチ形状の効果として、地山から比較的大きなせん断変形の影響を受けた場合であっても、山岳トンネル覆工は崩壊しないことが確認された。

また、覆工と地盤の双方を考慮したせん断土槽実験からは、以下の知見を得た。

- ① 覆工と地盤の相互作用を考慮できるせん断土槽実験を実施し、交番載荷によるせん断変形を覆工模型に作用させた結果、実際の小土被りトンネルの地震被害と同様の変状およびその進展状況を再現することができた。
- ② また、実験の結果から、小土被りトンネルにおいては、地盤とトンネルとがせん断変形を生じ、大きな曲げが生じるアーチ肩部でひび割れ、また、ひび割れの開口が大きくなると圧ぎに進展するという地震被害メカニズムが想定される。

さらに、実トンネルを考慮した数値解析からは、以下の知見を得た。

- ① 覆工の引張強度あるいは圧縮強度到達後の軟化挙動を考慮した解析モデルによって、実大トンネルレベルにおいて地震時挙動および被害状況を再現することができた。
- ② 既往の文献に示されているように、耐震設計上の基盤面直上や地盤剛性の急変箇所にトンネルが位置する場合は、ひび割れや圧ぎ等の変状が生じやすいという傾向が確認できた。

以上の検討により、地震時における小土被り山岳トンネルの覆工挙動を再現することによって、小土被り山岳トンネルの覆工耐震性能および地盤のせん断変形に起因すると考えられる地震被害メカニズムを把握することが可能となった。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：構造物等設計標準・同解説（耐震設計），pp.121，1999.
- 2) 土木学会：トンネルライブラリー19 シールドトンネルの耐震検討，pp.1，2007.
- 3) 宮林秀次，野々村政一，奥利之，野城一栄，有賀貴志：NATM トンネルの覆工コンクリートの耐震性に関する基礎的実験，トンネル工学報告集，Vol.15，pp.15-22，2005.
- 4) 宮林秀次，登坂敏雄，磯谷篤実，野城一栄，有賀貴志：小土被り NATM トンネルの覆工コンクリートの耐震性に関する模型実験，トンネル工学報告集，Vol.16，pp.41-48，2006.
- 5) 宮林秀次，高橋源太郎，小島芳之，西藤潤，朝倉俊弘：小土被り山岳トンネルの地震被害メカニズムに関する実験的研究，土木学会論文集 F1（トンネル工学）特集号，Vol.66，No.1，pp.1-7，2010.
- 6) 野城一栄，西藤潤，井浦智実：最近の山岳トンネルの地震被害の傾向，日本鉄道施設協会誌，Vol.47，No.4，pp.307-309，2009.
- 7) 鉄道総合技術研究所：構造物等設計標準・同解説（耐震設計），pp.38，1999.
- 8) 北川隆，後藤光理，磯谷篤実，野城一栄，松長剛：低土被り土砂地山トンネルの掘削時挙動の分析，トンネル工学報告集，Vol.15，pp.203-210，2005.
- 9) 田村栄二郎，松長剛：小土かぶり・帯水土砂地山トンネルの各種補助工法（その1）ー東北新幹線 八戸・七戸間トンネル群ー，トンネルと地下，Vol.39，No.10，pp.7-16，2008.
- 10) 登坂敏雄，玉井達毅：小土かぶり・帯水土砂地山トンネルの各種補助工法（その2）ー東北新幹線 八戸・七戸間トンネル群ー：Vol.39，No.12，pp.7-13，2008.
- 11) 中村純治，田野彰一：小土かぶり・帯水土砂地山トンネルの各種補助工法（その3）ー東北新幹線 八戸・七戸間トンネル群ー：Vol.40，No.1，pp.15-24，2009.
- 12) 土木学会：実務の先輩達を書いた土木構造物の耐震設計入門，pp.43-46，2001.
- 13) 野城一栄，小島芳之，新井泰，岡野法之，竹村次朗：圧縮破壊後の軟化を考慮した無筋コンクリート山岳トンネル覆工の数値解析手法に関する研究，土木学会論文集 C，Vol.65，No.4，pp.1024-1037，2009.
- 14) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構：山岳トンネル設計施工標準・同解説，p.108，2008.
- 15) 土木学会：コンクリート標準示方書（設計編），p.44，p.69，2008.
- 16) 土木学会：原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査マニュアル，pp.100，2005.
- 17) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，pp.38-43，2007.
- 18) 野城一栄：地質不良区間における山岳トンネルの地震被害メカニズムと対策工に関する研究，東京工業大学大学院土木工学科博士論文，2010.
- 19) 土木学会：トンネル標準示方書 山岳工法・同解説，p.154，2006.



## 第5章 小土被り山岳トンネルの地震対策工とその評価

### 5.1 概説

第4章で述べたように、小土被り山岳トンネル覆工の耐震性能評価を行った結果、覆工は地震時の地盤変形に対して比較的強い構造であることが明らかとなった。その一方、地震時における覆工挙動は、第3章で述べた地震時挙動計測の結果からも、地盤のせん断変形による影響が支配的であり、地盤のせん断変形の規模によってはトンネルに地震被害が生じる可能性があるといえる。

本章では、地盤のせん断変形に基づく地震被害メカニズムを考慮し、緩衝材を覆工背面に設置することで、地盤からのせん断変形の影響を緩和する緩衝材設置工についての検討を行う。さらに、通常は無筋コンクリート覆工に加え、小土被り山岳トンネルにおける有効な地震対策工として考えられる繊維補強覆工および緩衝材設置工を対象として、せん断土槽実験、実トンネルでの試験施工ならびに地震時挙動計測、実トンネルを考慮した数値解析を通して、各地震対策工の適用性や効果についての評価を行うこととする。

### 5.2 地盤からのせん断変形の影響を緩和する緩衝材設置工に関する検討

地震対策工の基本は、一般に新設トンネルであれば、地形や地質条件に応じ、覆工コンクリートの靱性を増すための繊維補強や複鉄筋による補強が従来の方法として有力である。さらに、それらに加え、ここでは第2章において述べた既往の研究事例のうち、開削トンネルにおける緩衝材の効果に関する研究<sup>1)</sup>に着目し、新たな地震対策工として、覆工背面に軟質なEPS材を挿入することによって地盤変位を覆工コンクリートに伝えない緩衝材設置工に関する検討を実施した。

#### 5.2.1 緩衝材設置工の材料検討

##### (1) 地震対策工として求められる条件

地震対策工として、トンネル覆工背面に緩衝材を設置する場合の基本条件として、地震時に作用するせん断変形をトンネル覆工に伝えないためには、緩衝材のせん断弾性係数  $G$  をできる限り小さくすることが重要であり、せん断弾性係数  $G$  を小さくするためには、地盤の変形係数と比較し、緩衝材の変形係数をできる限り小さくすることが必要である。一方で、変形係数を著しく小さくすると地盤反力が期待できないことも問題である。したがって、既往の事例を参考にして、弾性係数の適切な範囲を検討することとした。

##### (2) 緩衝材の選定

図 5.2.1 に緩衝材としての適用可能性のある材料を示す。既往の文献 2) において、開削トンネルにおける地震対策工の緩衝材として、PVA ポリマーを主剤とする地盤改良材が開

発されており、開削トンネル躯体周辺に適用することで、地震時のせん断変形の躯体への影響を緩和する効果が期待される材料であるとされている。また、既往の文献3)においては、産業廃棄物となる廃タイヤ片をポリウレタン樹脂により固化してブロック化した材料を、盛土地盤と擁壁の間に設置することで有意な振動低減効果があることを確認している。

また、図 5.2.2 に示すように山岳トンネルの施工実績における地山の変形係数の目安は、おおよそ 10~100MPa 程度である、既往の文献の変形係数を考慮すると、緩衝材の変形係数は地山の変形係数の 1/100 程度の剛性が妥当であると考えられ、図 5.2.1 から緩衝材として、EPS、廃タイヤ片、PVA を用いた地盤改良材等が候補として考えられる。その中から、安価かつ入手が容易であり、土木材料としての実績が多い EPS について検討を行うこととした。

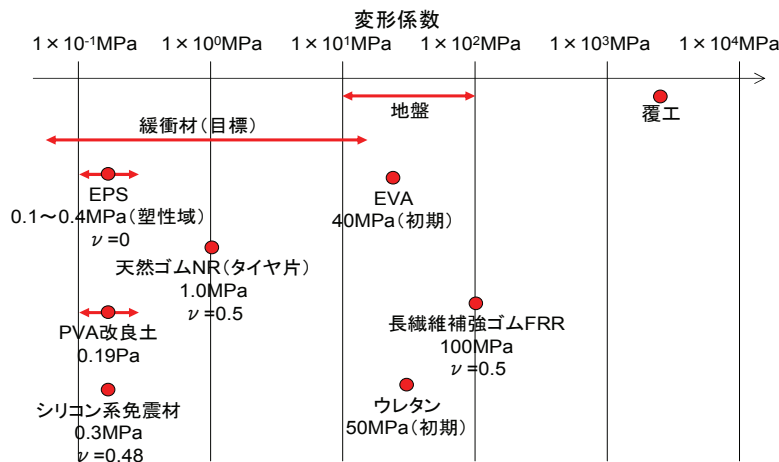


図 5.2.1 緩衝材料の基本物性

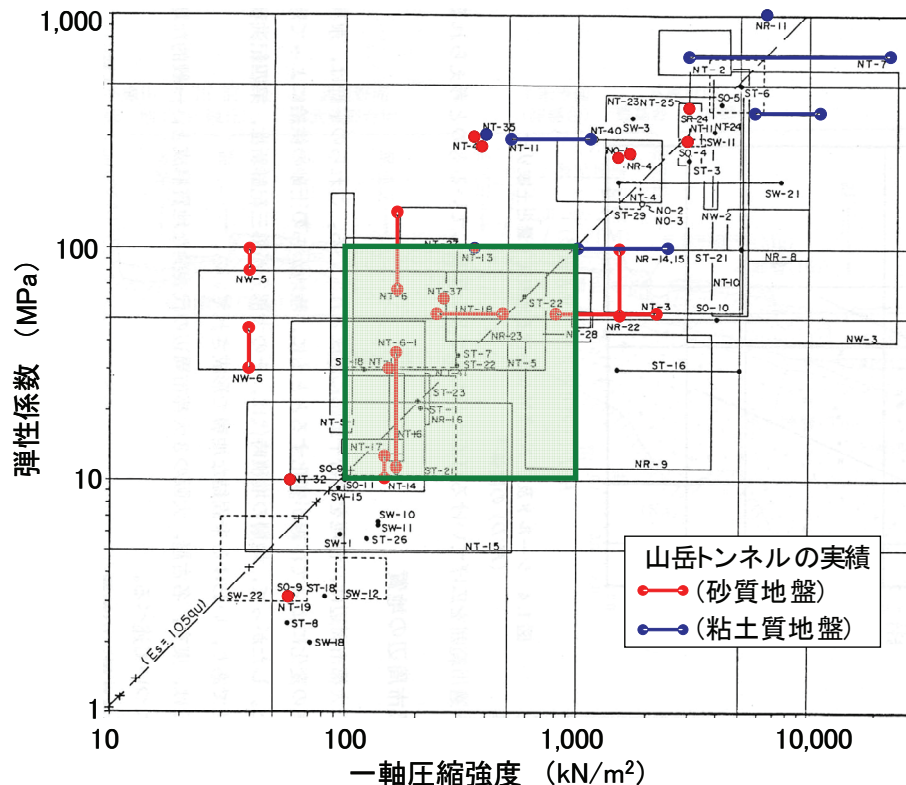


図 5.2.2 山岳トンネルの施工実績における土砂地山の弾性係数

## 5.2.2 EPS の材料特性と材料実験

### (1) EPS の規格および基本性質

JIS 規格において、EPS の種類が密度毎に設定されている。EPS は、その発泡特性により物性が異なるため、3 種類 ( $0.30\text{kN/m}^3$ ,  $0.20\text{kN/m}^3$ ,  $0.12\text{kN/m}^3$ ) の密度の材料を選定し、緩衝材としての基本性能試験を実施した。表 5.2.1 に EPS の材料特性の標準値を示す。

表 5.2.1 EPS の材料特性（標準値）<sup>4)</sup>

項目	試験方法	単位	製造法					
			型内発泡法					押出法
密度	JIS K 7220	$\text{kN/m}^3$	0.30	0.25	0.20	0.16	0.12	0.29
5%圧縮強度	JIS K 7222	$\text{kN/m}^2$	220	160	110	90	60	300
曲げ強さ	JIS K 7221	$\text{kN/m}^2$	580	460	350	300	190	430
難燃性	JIS A 9511	—	有	有	有	有	無	有

また、EPS の基本性質について、その力学特性を明らかにするための研究<sup>5)</sup>が実施されており、一軸圧縮試験の結果から、以下のような EPS の基本性質に関する知見が得られている。

- ① 一軸圧縮強度および変形係数は、単位体積重量（または密度）に比例して直線的に増加する。
- ② 圧縮応力は  $60\sim 120\text{kN/m}^2$  程度であり、初期変形係数は  $2\sim 6\text{MPa}$  程度である。
- ③ 一軸圧縮強度および変形係数は、材料の寸法による依存性はない。
- ④ ポアソン比はほぼ 0 である。
- ⑤ 降伏ひずみは  $2.5\sim 3.0\%$  程度である。
- ⑥ 降伏後の変形係数は、降伏前の  $1/10$  程度となる。

以上より、EPS についての大まかな力学特性を把握することができるものの、過去の研究<sup>5)</sup>で示されているのは、低ひずみレベルにおける EPS の材料特性である。実際にトンネル覆工背面に緩衝材として EPS を用いる場合、覆工コンクリート打設時の液圧により変形が進行するため、EPS は地震時においては塑性領域で挙動することが想定される。そのため、高ひずみ領域での圧縮特性を把握することが必要であり、材料実験を別途実施することとした。

### (2) 材料実験の概要

EPS に関する圧縮特性を得ることを目的として一軸圧縮試験を実施した。なお、EPS の復元性を確認するために、繰返し載荷試験とした。

試験は、図 5.2.3 に示すように電動の一軸圧縮試験機を用い、圧縮ひずみが 90%程度まで、載荷速度  $1\%/min$  ( $0.5\text{mm/min}$ ) に調整できる試験機を用いて行った。





図 5.2.3 一軸圧縮試験機

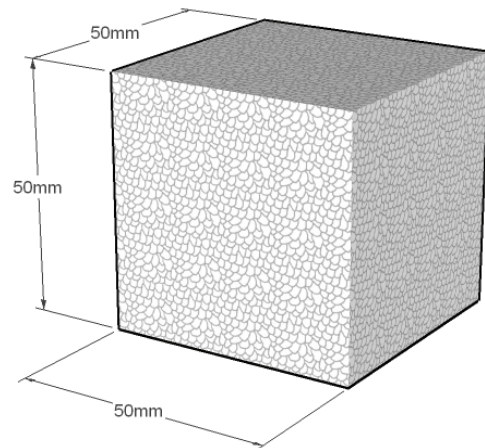


図 5.2.4 供試体寸法

また、実トンネルに適用する EPS の厚さを 50mm 程度と想定し供試体寸法は、図 5.2.4 に示すとおりとした。実験ケースは、表 5.3.1 に示すように 3 種類の材料に対して、一軸圧縮試験を 3 体、繰返し載荷試験を 1 体実施した。

表 5.2.2 実験ケース

材 料	密 度	数 量	
		一軸圧縮試験	繰返し載荷試験
EPS	0.30kN/m <sup>3</sup>	3 体	1 体
	0.20kN/m <sup>3</sup>	3 体	1 体
	0.12kN/m <sup>3</sup>	3 体	1 体

実験方法としては、一軸圧縮強度試験については、載荷速度を 1%/min (0.5mm/min) とし、圧縮ひずみ 90%まで載荷することとした。また、繰返し載荷試験については、載荷速度 1%/min (0.5mm/min) とし、載荷ステップは表 5.2.3 のとおりとした。

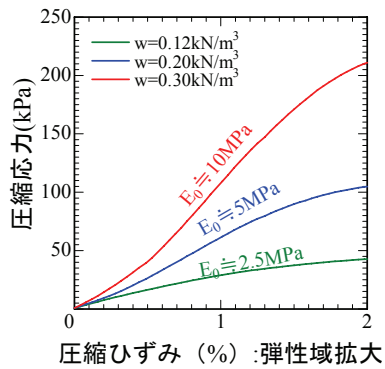
表 5.2.3 繰返し載荷試験の載荷方法

ステップ	載荷方法
1 ステップ	10%まで載荷，その後除荷
2 ステップ	20%まで載荷，その後除荷
3 ステップ	40%まで載荷，その後除荷
4 ステップ	60%まで載荷，その後除荷
5 ステップ	80%まで載荷，その後除荷
6 ステップ	90%まで載荷

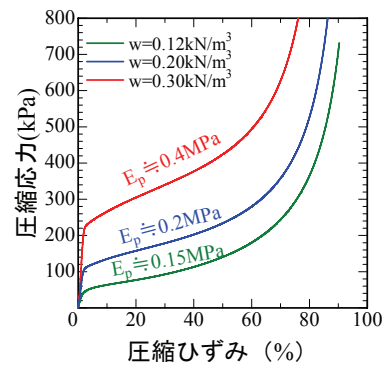
### (3) 材料実験の結果

図 5.2.5 に応力とひずみの関係を示す。いずれの材料においても、ひずみが 2%を上回ると勾配が緩やかになり、ひずみが 60%を上回ると勾配が急激になる。図より、0～2%においては弾性領域、2～60%までは塑性領域、60%は硬化領域であると考えられ、60%以上の硬化領域では弾性係数が急激に高まるため、緩衝材としての効果がみられないことがわかる。

また、図 5.2.6 に示すように、既往の文献と同様に、単位重量に比例して強度が高くなる傾向が把握された。



(a) 弾性領域 (2%以下)



(b) 0～90%までの応力ひずみ図

図 5.2.5 応力とひずみの関係

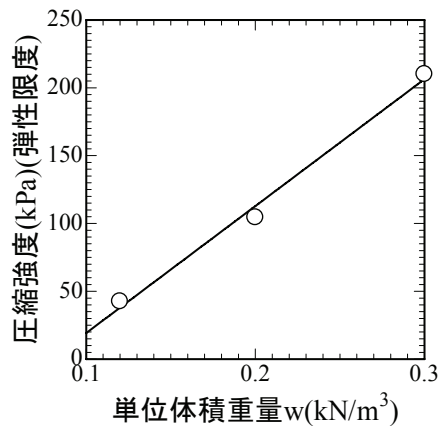
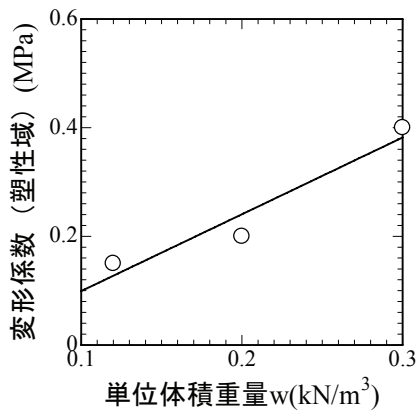
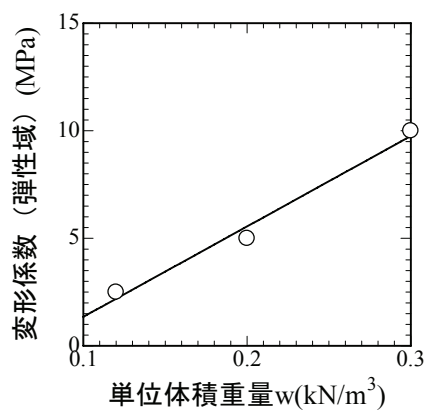


図 5.2.6 圧縮強度と単位体積重量の関係

さらに、図 5.2.7 に示すように、変形係数も同様に、単位重量に比例して、強度が高くなることを確認できた。また、弾性領域から塑性領域に達すると変形係数は弾性領域時の約 1/25 にまで減少することがわかった。



(a) 弾性領域 (2%以下)



(b) 塑性領域 (ひずみ 2～60%)

図 5.2.7 変形係数と単位体積重量の関係

図 5.2.8 にポアソン比とひずみの関係を示す。図に示すように、圧縮試験時はほとんど水平変位を生じることがなく、ポアソン比は 0 に近い状態であることがわかった。

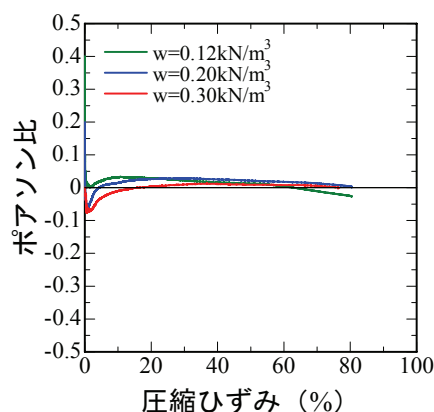


図 5.2.8 ポアソン比-ひずみ関係図

図 5.2.9 に繰返し載荷試験結果として、応力とひずみの履歴を示す。図に示すように、残留ひずみを生じ、復元性は期待できないことがわかった。

また、単位体積重量の小さい材料については、単位体積重量の大きい材料と比較して復元性が見られることがわかった。

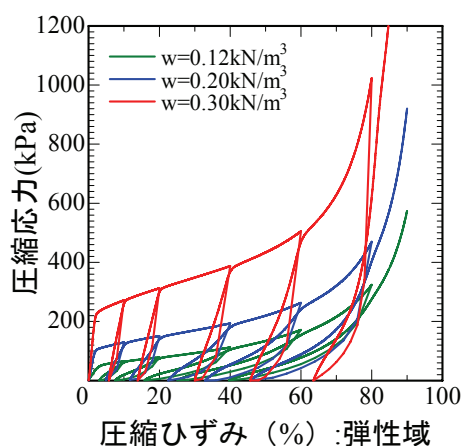


図 5.2.9 繰返し載荷試験結果（応力とひずみの履歴）

### 5.2.3 数値解析による緩衝材設置工の効果の把握および諸元の検討

#### (1) 数値解析の概要

地震対策工としての緩衝材設置工の効果の把握、EPS の諸元の検討を数値解析によって実施した。

数値解析は、4.4 で述べたのと同様に応答震度法による手法で実施した。また、東北新幹線（八戸・七戸十和田間）の実際のトンネルの位置する地山のボーリング調査結果を用い、土砂地山トンネルを想定して解析条件を設定している。

地盤条件としては、東北新幹線（八戸・七戸十和田間）の土砂地山トンネルの地質を対象として、表 5.2.4、図 5.2.10 に示す条件を設定した。この条件によって、EPS の諸元（厚さ、弾性係数）をパラメータとし、最適な条件を探すことにより検討を行った。

表 5.2.4 地盤条件

条件	トンネル位置の地盤
地盤条件 1	基盤層（N=50 程度）
地盤条件 2	比較的軟らかい層（N=30 程度）

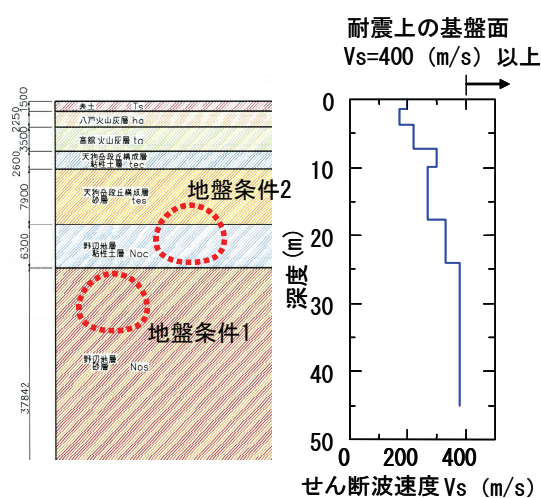


図 5.2.10 地盤条件

## (2) 地盤応答解析の条件

地盤応答解析に用いた地盤条件は図 5.2.10 に示すとおりで、解析に使用した土質諸定数は表 5.2.5 に示すとおりである。その他の地盤応答解析の詳細は、4.4.2 で述べたのと同様の条件としている。

表 5.2.5 解析に使用した土質諸定数

地 質	記 号	深 度	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$V_s$ (m/s)	ポアソン比 $\nu$	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
表土	Ts	0.00～1.50	14.0	200	0.462	40.0	0.0
八戸火山灰層	ha	1.50～3.75	14.0	170	0.457	40.0	0.0
高館火山灰層	ta	3.75～7.25	14.0	220	0.457	40.0	0.0
天狗岱段丘構成層 (粘性土層)	tec	7.25～9.85	14.0	300	0.470	40.0	0.0
天狗岱段丘構成層 (砂質土層)	tes	9.85～17.75	19.0	270	0.487	60.0	20.0
野辺地層 (粘性土層)	Noc	17.75～24.05	15.5	330	0.485	190.0	0.0
野辺地層 (砂質土層)	Nos	24.05～47.00	19.0	380	0.470	0.0	35.0

### (3) 地盤応答解析の結果

解析においては、まず、天端とインバート位置での相対変位がそれぞれ最大となる時刻に着目し、この時の地盤の応答加速度をトンネルの構造解析に使用することとした。地盤応答解析の結果を表 5.2.6、図 5.2.11 および図 5.2.12 に示す。

表 5.2.6 地盤応答解析結果（天端～インバート間の相対変位）

	トンネル天端～ インバート相対変位	発生時刻	備 考
地盤条件 1	56 mm	2.890 秒	N 値=50 想定
地盤条件 2	95 mm	4.375 秒	N 値=30 想定

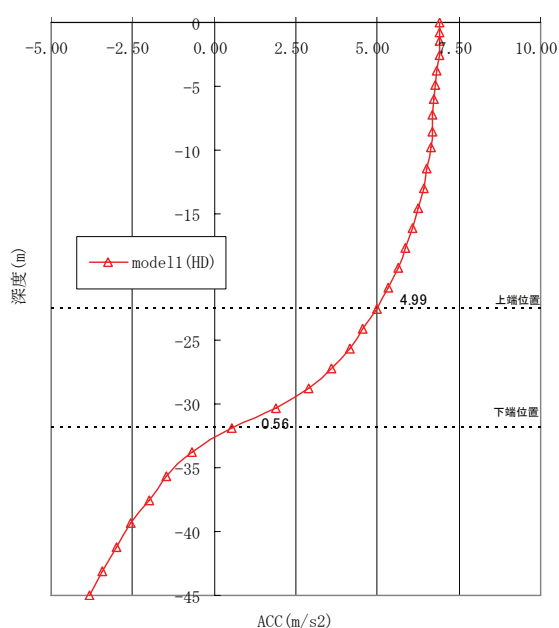


図 5.2.11 地盤の応答加速度（地盤条件 1）

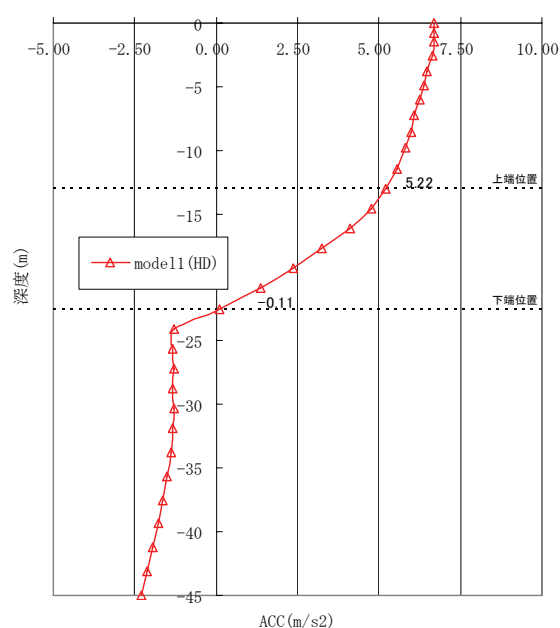


図 5.2.12 地盤の応答加速度（地盤条件 2）

### (4) トンネルの構造解析の条件

トンネル構造解析においては、(3)で算出した自然地盤の応答加速度×質量をトンネルを考慮した全体系 FEM モデルに静的に作用させた。

その際、地盤の剛性は地盤応答解析の収束時における剛性を用い、解析においては地盤を弾性体として取り扱った。また、排水型の山岳トンネルを想定しているため、覆工への土圧、水圧の作用は考慮しないが、覆工の自重は考慮することとした。

解析に使用したトンネル断面を、図 5.2.13 に示す。トンネル覆工は梁要素としてモデル化し、その軸線は覆工、インバートの部材中心を結ぶ線とした。覆工とインバートとの接合部の条件はピン構造としている。覆工部材は弾性体とし、吹付けコンクリートや鋼製支保工はモデル化しないこととした。トンネルの解析入力値は表 5.2.7 に示すとおりである。

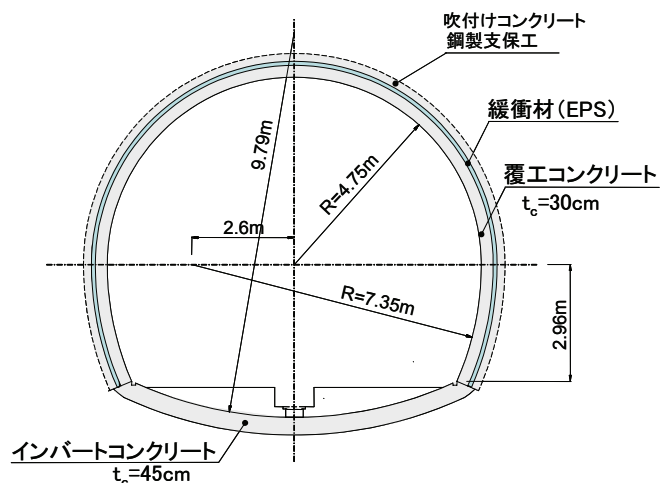


図 5.2.13 解析に用いた断面

表 5.2.7 トンネルの解析入力値

項 目	値	備考
モデル化	はり要素にてモデル化	
弾性係数 $E_c$	2,500MPa	コンクリート想定
自重 $\gamma$	0.0	
巻厚 $t_c$	30cm	新幹線トンネル想定

覆工および緩衝材と周辺地盤との滑りや剥離については、非線形ばね（引張ばね切り）を用いることにより、覆工および緩衝材と地盤とが離れる状況表現するとともに、覆工および緩衝材と吹付けコンクリートとの間にはシートが挟まるため、覆工と地山との間の滑り（＝摩擦なし）についても考慮することとした。

緩衝材として考慮する EPS は、5.2.2 での試験結果から、その物性を表 5.2.8 のように設定した。緩衝材厚は、図 5.2.14 に示すように 3 種類の厚さを考慮した。

表 5.2.8 緩衝材の入力物性値

項 目	値	備 考
モデル化	平面要素によりモデル化	
弾性係数 $E$	0.2, 0.5, 5, 50MPa	パラメータ
自重 $\gamma$	0.0	なし
緩衝材厚 $t$	5, 10, 15cm	パラメータ

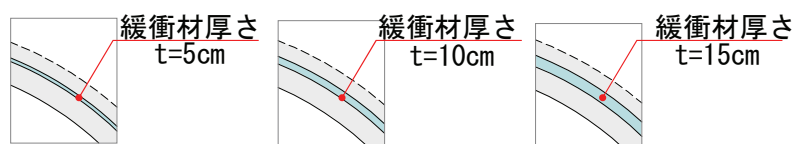


図 5.2.14 緩衝材厚の設定



解析に使用した FEM メッシュを図 5.2.15 および図 5.2.16 に示す. また, 解析ケースを表 5.2.9 に示す.

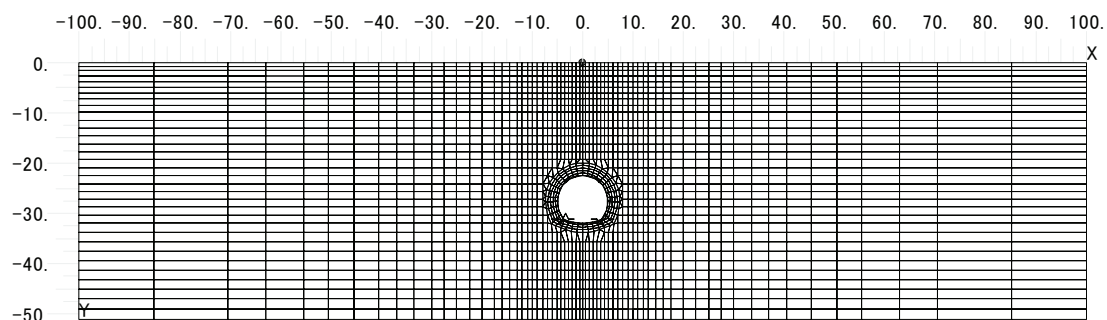


図 5.2.15 FEM メッシュ

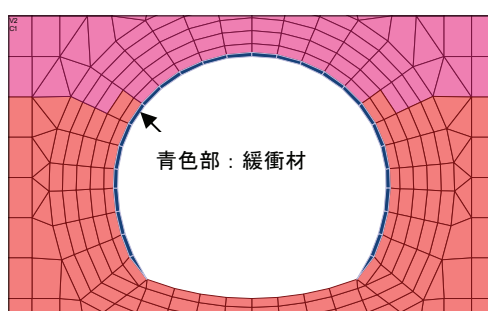


図 5.2.16 FEM メッシュ (トンネル部分拡大, 覆工ははり要素としたため線で表示)

表 5.2.9 解析ケース

Case No.	地盤条件	緩衝材厚 $t$	緩衝材の弾性係数 $E$
1	地盤条件 1	(なし)	—
2		5cm	0.2MPa
3			0.5MPa
4			5MPa
5			50MPa
6		10cm	0.2MPa
7			0.5MPa
8			5MPa
9			50MPa
10		15cm	0.2MPa
11			0.5MPa
12			5MPa
13			50MPa
14	地盤条件 2	(なし)	—
15		5cm	0.2MPa
16			0.5MPa
17			5MPa
18			50MPa
19		10cm	0.2MPa
20			0.5MPa
21			5MPa
22			50MPa
23		15cm	0.2MPa
24			0.5MPa
25			5MPa
26			50MPa

### (5) トンネルの構造解析の結果

各ケースにおける解析結果をもとに、覆工に発生する曲げモーメントの最大値に着目して評価を行う。図 5.2.17 および図 5.2.18 に、各地盤条件における覆工に発生する曲げモーメントの最大値を示す。

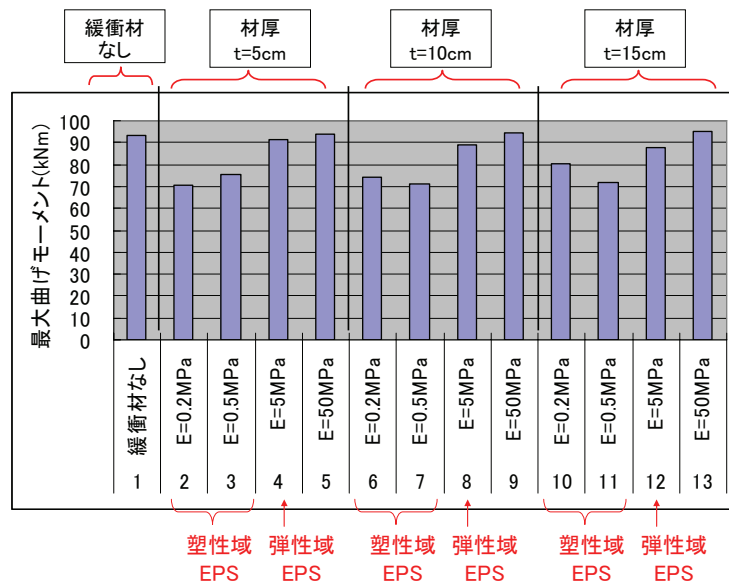


図 5.2.17 覆工に作用する曲げモーメントの最大値（地盤条件 1）

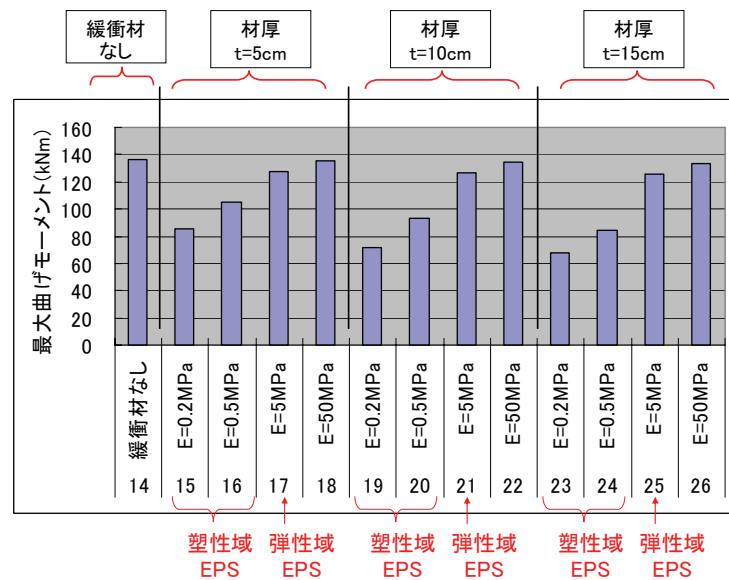


図 5.2.18 覆工に作用する曲げモーメントの最大値（地盤条件 2）

これらの結果より、EPS の導入によって覆工に作用する曲げモーメントは低下する傾向にあるが、その効果は EPS の厚さにはあまり依存しないことがわかる。また、緩衝材の弾性係数は 5MPa 程度ではほとんど効果がなく、0.5MPa 程度に低下させた場合に効果が現れることがわかる。また、地盤条件の違いについては、地盤の変形量が大きい地盤条件 2 の

方が EPS 設置の効果が大きいことがわかる。

#### 5.2.4 緩衝材設置工として適用する EPS の諸元

以上の検討により、地震対策工として適用する緩衝材設置工について、その効果の評価、EPS の厚さや弾性係数といった基本的な設計諸元の検討を実施した。検討の結果、実トンネルに適用する緩衝材設置工として、以下の知見が得られた。

- ① 地盤応答解析およびトンネルの構造解析結果からケーススタディを実施した結果、トンネル変形挙動から、EPS の設計厚さは 5cm 程度が妥当と考えられる。
- ② 解析結果から、EPS の変形係数としては、0.5MPa 程度以下とかなり剛性の低い材料を用いないと緩衝工としての効果を発揮しにくいことが明らかとなった。
- ③ EPS の材料としては、覆工コンクリート打設時の液圧等を考慮し、供用時に塑性領域の変形係数として有効に緩衝作用を発揮させるために、単位体積重量  $0.30\text{kN/m}^3$  のものを用いることが妥当であると考えられる。

次節以降、上記の諸元に基づく緩衝材設置工を小土被り山岳トンネルの地震対策工の一つとして位置付け、さらなる検討を進めることとする。

### 5.3 せん断土槽実験による地震対策工の評価

第4章で用いたせん断土槽実験装置を用い、模型実験レベルで地震対策工の効果を明らかにすることとした<sup>6)</sup>。

#### 5.3.1 実験条件

実験条件は、第4章で示したとおりの方法である。载荷は変位制御として静的に、図5.3.1に示すとおりの3载荷パターンにより行った。

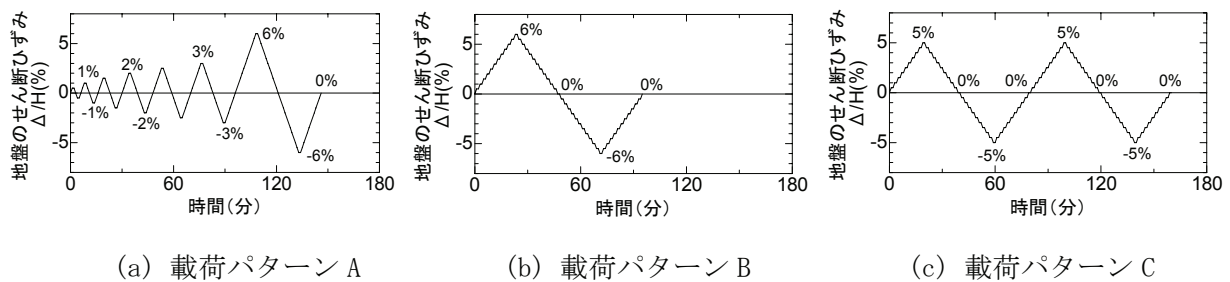


図5.3.1 载荷パターン

载荷パターンAは载荷しながらせん断ひずみを大きくするパターンで、1サイクル毎に、地盤のせん断ひずみ  $\Delta/H$  (図5.3.2参照) の最大値を大きくしながら  $\Delta/H$  が 6% に達するまで正負交番载荷を行うものである。载荷パターンBは  $\Delta/H$  の振幅を 6% として 1 往復载荷するものである。载荷パターンCは  $\Delta/H$  の振幅を 5% として 2 往復载荷するものである。なお、载荷パターンBにおいて、 $\Delta/H = 6\%$  時に覆工片の剥落がみられたため、トンネルが崩壊し

ないように、载荷パターンCでは最大  $\Delta/H=5\%$  に留めた。なお、実際に地震時に予想される地盤のせん断ひずみは最大でも  $\Delta/H=2\sim3\%$  程度と考えられることから、 $\Delta/H=3\%$  以上の結果については、極度に大きなせん断ひずみ量を与えた場合の参考ということになる。

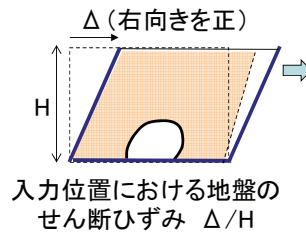


図5.3.2 入力位置における地盤のせん断ひずみ

実験ケースは図5.3.3に示した通りである。A～Cの各载荷パターンに対し、プレーン、繊維補強、緩衝材設置の3種類のトンネル条件を実施した。なお、対策工の詳細については後述する。

ケース1 無対策	ケース2 繊維補強	ケース3 緩衝材設置
プレーン モルタル	繊維補強 モルタル	緩衝材

図5.3.3 実験ケース

トンネル模型には、一般的な山岳トンネルを想定し無対策としてプレーンモルタルとしたもの、繊維補強を想定してポリプロピレン繊維を混入したもの、緩衝材設置として覆工外面に発泡スチロール（EPS）を貼り付けたものの3タイプとした。

繊維補強は覆工の対策工として最近よく採用されているもので、じん性の向上や剥落防止の効果がある。なお、今回は1/20スケールの実験であるので、細径のポリプロピレン繊維を使用した。ここで、体積混入率は現場で多く用いられる繊維と同じ0.5vol%としたが、入手可能な繊維は限られるため、繊維の長さ、径については、相似性を考慮しているわけではない。

緩衝材は、弾性係数が地盤の1/100～1/10程度を有する素材で、覆工～地盤（吹付けコンクリート）間に挿入することにより、地山からの変位を吸収する効果を期待するものである。緩衝材の材料としては、5.2で示した検討結果よりEPSを用いることとした。EPSの物理特性は弾性域での弾性係数は2.5MPa程度、塑性域では接線弾性係数は0.15MPa程度である。表5.3.1に繊維および緩衝材の物性を示す。

なお、計測項目は、第4章と同様である。

表 5.3.1 繊維および緩衝材の物性

繊維補強	材料	ポリプロピレン繊維
	混入率	0.5vol%
	寸法	$\phi=0.06\text{mm}$ , $L=6\text{mm}$
緩衝材	材料	発泡スチロール (EPS)
	密度	$0.12\text{kN/m}^3$
	弾性係数	2.5MPa (降伏前の割線弾性係数) 0.15MPa (降伏後の接線弾性係数)

## 5.3.2 実験結果

## (1) 変形

トンネルの変形については、トンネルのせん断変形率  $\delta_s/h$ 、トンネルの水平変形率  $\delta_h/b$  に着目して整理した。ここで、 $\delta_s/h$ 、 $\delta_h/b$  の定義は図 5.3.4 に示す通りである。

図 5.3.5 に、地盤のせん断ひずみ  $\Delta/H$  とトンネルのせん断変形率  $\delta_s/h$  の関係を示す。図 5.3.5 より、いずれのケースも、 $\Delta/H$  が大きくなるに従い  $\delta_s/h$  も増加しており、小土被り区間での地震被害（せん断変形モード）が再現できていることがわかる。また、載荷パターン A, B の結果より、ケース 2（繊維補強）、ケース 3（緩衝材）は、ケース 1（プレーン）に比べてトンネルのせん断変形を抑制しており、対策工としての効果が認められる。

図 5.3.6 に、地盤のせん断ひずみ  $\Delta/H$  とトンネルの水平変形率  $\delta_h/b$  との関係を示す。ここで、載荷パターン A については、 $\Delta/H$  を大きくしながら正負交番載荷を行ったが、各載荷段階での  $\Delta/H$  がプラス側の計測値をつないで表示している。載荷パターン C については載荷 1 往復目の計測値である。図 5.3.6 より、いずれのケースも、 $\Delta/H$  が大きくなるにつれ、水平内空が縮小するように変形することがわかる。ここで、図 5.3.5、図 5.3.6 においては、傾きの増加は剛性の低下を意味する。トンネルのせん断変形に関する剛性については  $\Delta/H$  が増加してもあまり低下は見られないのに対し、水平内空の縮小に関する剛性は  $\Delta/H=2\sim 3\%$  程度から低下する。これは地盤のせん断が大きくなり地盤が破壊し、トンネル水平方向に作用する土圧が増加したためと考えられる。なお、トンネルのせん断変形率については載荷パターン間の差が余りみられないのに対し、トンネルの水平変形率については繰返しを行いながら  $\Delta/H$  を大きくする載荷パターン A の方が B, C に比べて縮小率が大きく、繰返し載荷の影響が現れている。

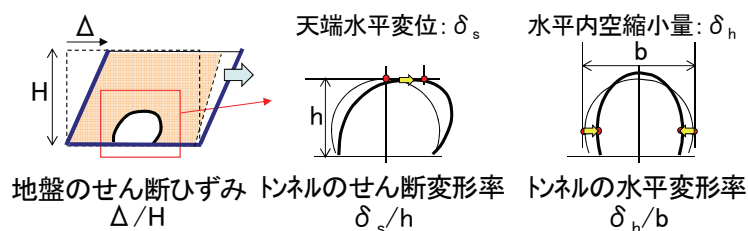


図5.3.4 トンネルの変形を表わすパラメータ

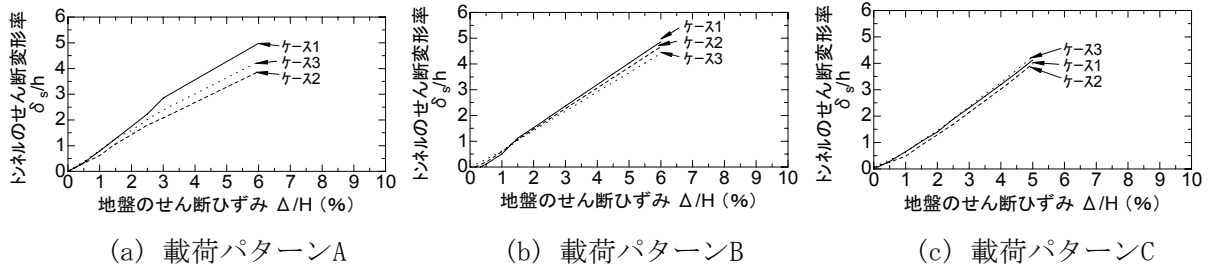


図5.3.5 地盤のせん断ひずみ～トンネルのせん断変形率

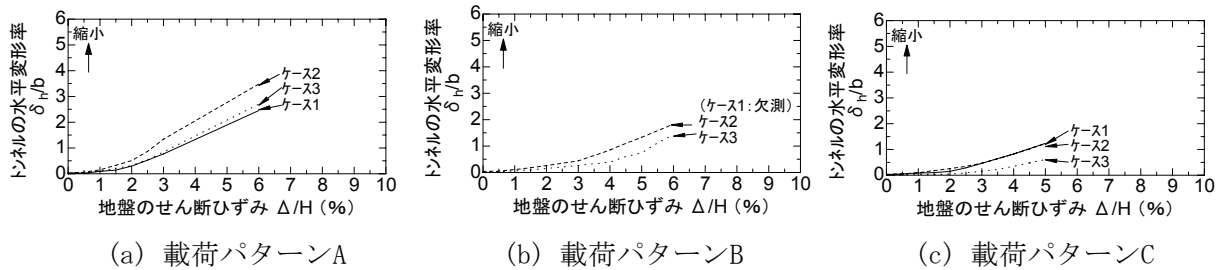


図5.3.6 地盤のせん断ひずみ～トンネルの水平変形率

## (2) ひび割れ

図 5.3.7 に载荷パターン B のケース 1 を例にとり，トンネル模型の内側表面の変状展開図を示す．ここで，変状の詳細の発生時期は図 5.3.8 に示すとおりである．右方向に载荷している間は，トンネルの変状は，①左肩部内側ひび割れ⇒②右側壁下部内側ひび割れ⇒③右肩部で圧ざ，剥落の順で発生した．また，その後左方向に  $\Delta/H = -6\%$  まで载荷すると，①～③の変状と対称の位置に同様の変状が生じた．これらの変状は小土被りトンネルの地震時の被害と良く一致している．ただし，実験では実際の被害事例は異なり， $\Delta/H = -6\%$  まで载荷すると天端部にひび割れが入った．このひび割れは，天端外面側が開口したひび割れが内面側まで貫通したひび割れであった．これは，図 5.3.6 でも示したように， $\Delta/H$  が大きくなるとトンネルの水平内空が縮小したことと関連がある．すなわち，水平内空が縮小したことにより天端部で曲げが大きくなり生じたものと考えられる．

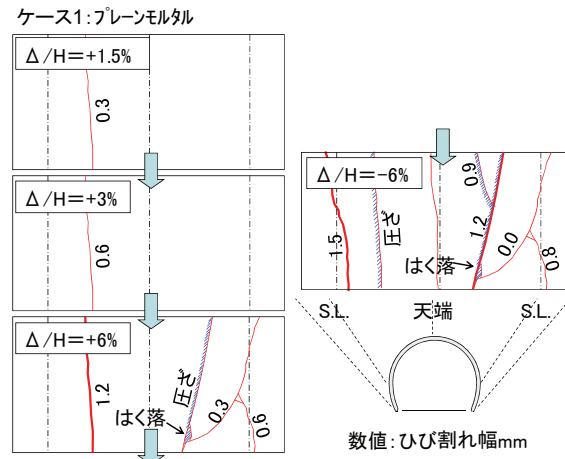


図5.3.7 トンネル模型の変状展開図（载荷パターンB，ケース1）



図 5.3.8 に各载荷パターンについて、 $\Delta/H=6\%$ 時（载荷パターンCについては2往復目）の変状展開図を示す。ケース1に着目し、载荷パターンの特徴を考察すると、そのまま载荷して $\Delta/H=6\%$ となった载荷パターンBよりも、交番载荷しながら $\Delta/H=6\%$ となった载荷パターンAや、2往復目の载荷パターンCのほうが明らかにひび割れが多く、図 5.3.6 で見られた繰返しによる剛性の低下が確認できる。

対策工の有無によるひび割れの発生の違いに着目すると、概観して、ケース2（繊維補強）、ケース3（緩衝材）は、ケース1（プレーン）に比べて変状の程度が軽減されていることが見て取れる。例えば、载荷パターンAにおいては、ケース1では肩部で線路方向全長にわたって圧が見られたが、ケース2、ケース3ではこのような圧は見られなかった。载荷パターンBにおいては、ケース1では右肩部で圧に加えて剥落もみられたが、ケース2、3では圧も見られなかった。载荷パターンCでは、ケース1では右肩部で圧に加えて剥落もみられたが、ケース2、ケース3では圧は見られたものの、剥落は見られなかった。

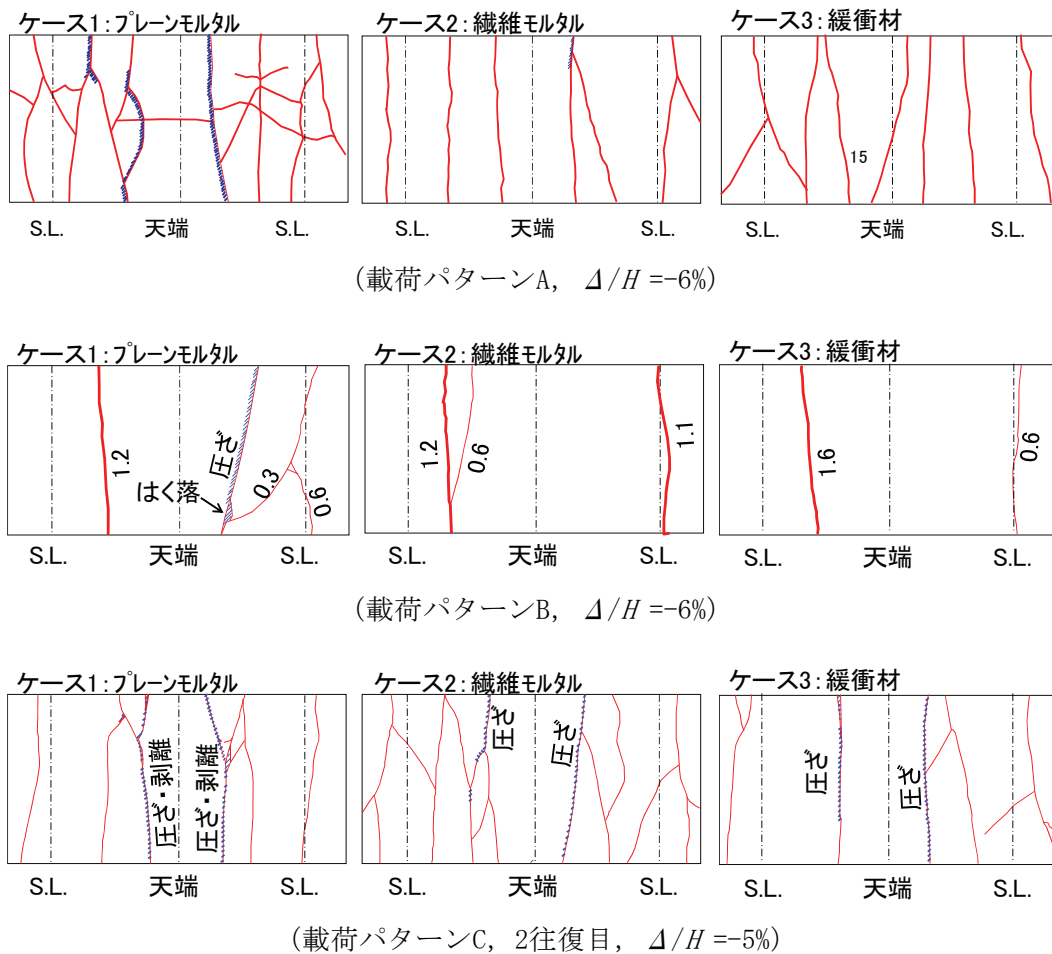


図5.3.8 トンネル模型の変状展開図

## (3) 対策工の効果

図 5.3.9 に载荷パターン A, B について, ひび割れ, 圧ぎが発生するときの  $\Delta/H$  を比較する. まず, プレーンの場合より, トンネルの変形性能について考察する. 载荷パターン A では, ひび割れが発生する  $\Delta/H$  は 1%, 圧ぎ  $\Delta/H$  は 2.5% であった. 载荷パターン B では, ひび割れが発生する  $\Delta/H$  は 1.5%, 圧ぎ  $\Delta/H$  は 5.5% であった. 図 5.3.9 に見たように, 繰返しのない载荷パターン B よりも, 交番载荷しながら  $\Delta/H = 6\%$  となった载荷パターン A のほうが明らかに小さい  $\Delta/H$  でひび割れが入っており, 繰返しによる剛性の低下が確認できる. なお,  $\Delta/H = 6\%$  というような大きなせん断ひずみに対してもトンネルが崩壊するようなことはなかった. 一般に大規模な地震でも地盤中に発生するせん断ひずみは 2~3% 程度と予想されるのに対し, 今回の模型実験で観察された圧ぎ発生時のせん断ひずみはこれよりも大きなものであり, 基本的に山岳トンネルの覆工はせん断変形に対して強い構造であることが確認できた.

対策工の効果に関しては, ケース 1 (プレーン) に比べ, 対策工を行ったケース 2 (繊維補強), ケース 3 (緩衝材設置工) では圧ぎや剥落が発生しなくなるといった差が見られた. ケース 2 については, 繊維の混入による曲げ変形性能の向上, ひび割れ分散化の効果であると考えられ, トンネルが変形した際の剥落抵抗性の向上に寄与するものと考えられる.

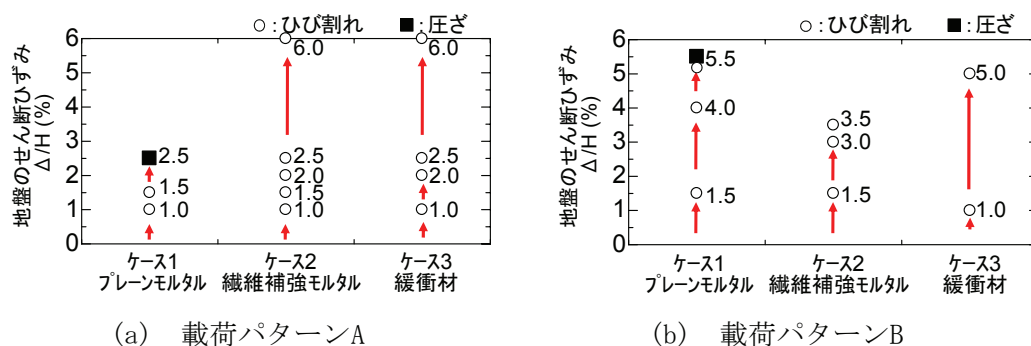


図5.3.9 ひび割れ, 圧ぎの発生時期の比較

図 5.3.10 に,  $\Delta/H = 3.0\%$  時のトンネルの変形率を比較する. 対策工を施工したケース 2, 3 については, 若干であるが同じせん断変形が地盤から入力されたときでもトンネルの変形が小さくなっていることがわかる. これは, ケース 2 については繊維の混入により曲げ剛性をひび割れ発生後も維持できるため, ケース 3 については地山からの変形を緩衝材が吸収しているためと考えられる.

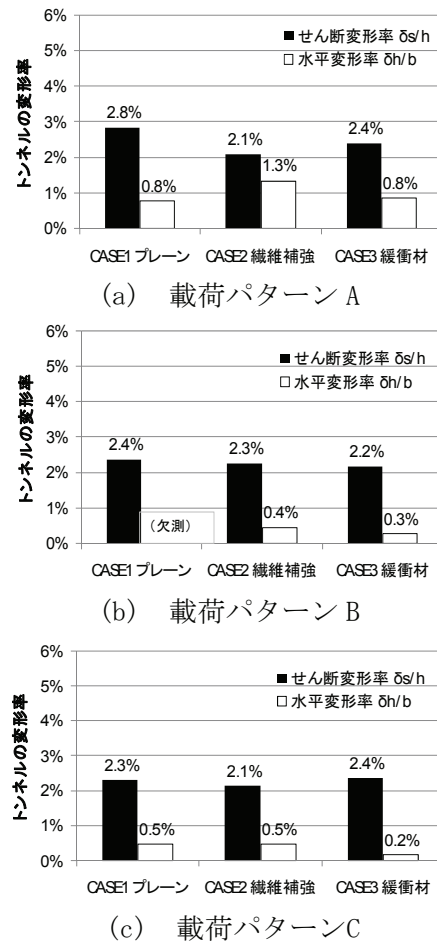


図5.3.10 トンネルの変形率の比較 ( $\Delta/H=3\%$ 時)

## 5.4 地震対策工の実トンネルへの適用と地震時挙動計測による効果の評価

### 5.4.1 緩衝材設置工の試験施工

建設中の東北新幹線下田錦ヶ丘トンネルにおいて、緩衝材設置工の試験施工を実施した。図5.4.1は、緩衝材設置の試験施工区間を示したものである。東京起点607km981.75m～607km992.25mの84スパン目で試験を行い、緩衝材の設置区間はそのうちの607km984m～607km989mの5mの区間とした。

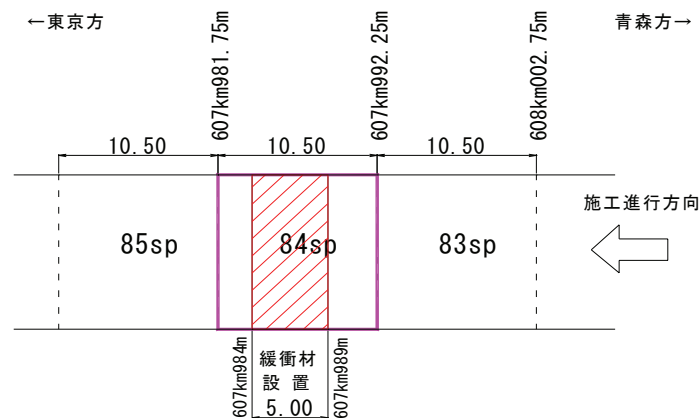


図 5.4.1 緩衝材設置の試験施工区間

### (1) 緩衝材の設置計画

吹付けコンクリートと覆工コンクリートとの間に緩衝材として EPS 材(発泡スチロール)を設置した。図 5.4.2 および図 5.4.3 は、試験施工区間の断面図ならびに設置詳細図である。設置した EPS 材の仕様は、厚さ 50mm, 単位体積重量  $30\text{kN/m}^3$  で、サイズは縦 500mm, 横 1,000mm のパネル状のものである。

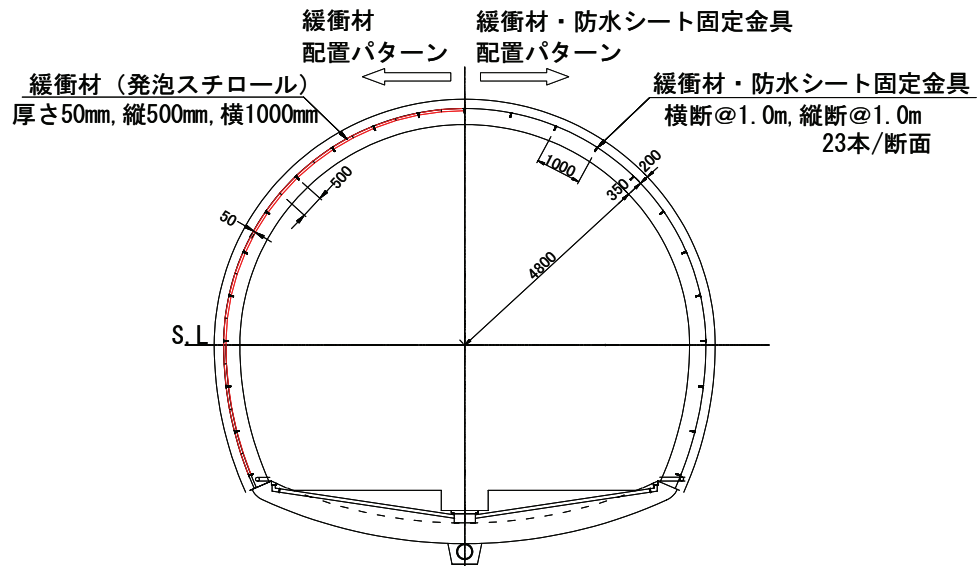


図 5.4.2 緩衝材設置工断面図

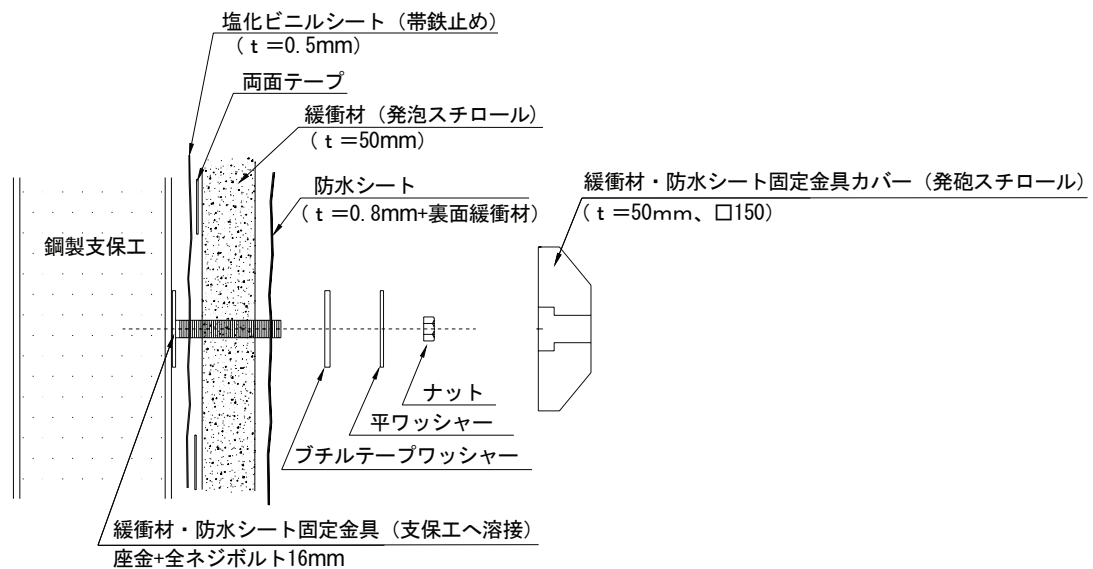







図 5.4.3 緩衝材設置工詳細図

(2) 緩衝材設置工の試験施工

表 5.4.1 に、試験施工の状況を示す。

表 5.4.1 緩衝材設置試験施工

施工手順ならびに評価	施工状況写真
<p>① 緩衝材・防水シート固定金具の取付け</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・緩衝材・防水シート固定金具を溶接するためには事前に鋼製支保工に付着したコンクリートを取り除く必要がある。</li> <li>・金具の取付けは溶接作業となるため周辺（特に下部）の電線・シート類の養生が必要であった。</li> </ul>	
<p>② 塩化ビニルシートの取付け</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・塩化ビニルシートは吹付けコンクリート面に帯鉄を使用して 20cm 程度のピッチで針止めを行った。</li> </ul>	
<p>③ 緩衝材（EPS 材）の取付け</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・緩衝材は両面テープで塩化ビニルシートに接着させたが、長時間の接着は望めないため天端部分については剥がれ落ちる前の早い段階に防水シートで押さえ込む必要があった。</li> <li>・支保工間に凸部があると緩衝材設置時に割れてしまうため、事前調査を行い、はつり取る必要があった。</li> </ul>	
<p>④ 防水シートの設置</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・防水シートを設置する際、防水シート固定金具を通すために防水シートに穴開けを行うが、箇所数が多いため、各々で漏水がないよう注意を要した。</li> </ul>	
<p>⑤ 表面カバーの取付け</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート打設時、緩衝材・防水シート固定金具カバーの固定が不十分だと外れてコンクリート表面に出てくる可能性があるため、ブチルテープを二重に張りカバーを固定した。</li> </ul>	

緩衝材設置が 1 スパン（10.5m）当り 6 日間を要することが予測されたため、連続して緩衝材設置施工を行う場合、現状のサイクル（1 週間に 3 スパン打設）を確保するために

はシート張り台車の増設で事前に施工する必要があった。

試験施工では、緩衝材・防水シート固定金具として径 16mm のものを用いたが、EPS 材の緩衝効果が得られるように本施工では径 12mm のものに変更した。

その他の施工性については、試験施工によって問題のないことを確認したうえで本施工を実施した。

#### 5.4.2 地震対策工の本施工

試験施工の結果を受け、施工性に問題がないことを確認したうえで、本施工を実施した。本施工区間は地震対策工の効果確認を目的として計測を実施する区間である。図 5.4.4 は、計測実施区間の位置を、表 5.4.2 は、地震対策工の本施工区間での仕様を示したものである。なお、今回の施工時点では、実トンネルにおいては地震対策工の効果が確認されているわけではないため、万一のリスクを考慮し、緩衝材設置区間については覆工コンクリートに補強繊維を混入している。

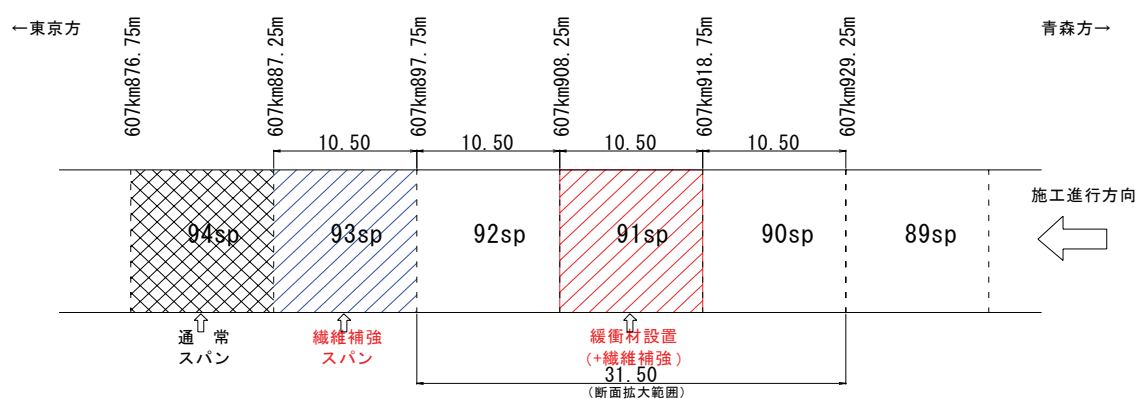


図 5.4.4 地震対策工の本施工区間

表 5.4.2 地震対策工の本施工区間の仕様

スパン No.	設置箇所	仕 様
94sp	607km876.75m～607km887.25m	通常どおり（無対策）
93sp	607km887.25m～607km897.75m	覆工コンクリートに補強繊維（0.5vol%）を混入
91sp	607km908.25m～607km918.75m	覆工コンクリート背面に緩衝材（EPS）を設置、 覆工コンクリートに補強繊維（0.5vol%）を混入



混入した補強繊維の仕様を表 5.4.3 に示す。また、補強繊維を図 5.4.5 および図 5.4.6 に示す。

表 5.4.3 補強繊維の仕様

項 目	内 容
素材による種別	PP (ポリプロピレン)
断面による種別	3 種 (X 字断面)
表面形状加工による種別	A (エンボス加工)
密度 (mg/mm <sup>3</sup> )	0.91
繊度 (dtex)	3300
換算直径 (mm)	0.68
公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	0.363
繊維長 (mm)	40
質量 (g/100 本)	1.32
引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	500



図 5.4.5 使用した補強繊維



図 5.4.6 繊維の断面形状  
(延長方向はエンボス(凸凹)加工)

### 5.4.3 地震対策工の施工性および経済性の評価

覆工コンクリートへの補強繊維の混入に関しては、事前に投入する時間を要し、また専門の経験者を人選しなければならなかったが、コンクリートの打設時間については通常の無対策区間と同様であった。

覆工コンクリートに補強繊維を混入する場合、施工具合によっては、繊維同士が絡み合って局所的にファイバーボールの発生が懸念される。そこで、91sp, 93sp において側壁部、天端部それぞれの上流，途中，下流において、打設箇所から試料を採取し、繊維補強材混入率確認試験を行った。側壁部、天端部ともにコンクリート吐出口の上流，途中，下流において混入率が極端なばらつきは確認されなかった。このことから、任意の箇所に繊維が集中あるいは不足したりすることはなく、分散性は良好であったと判断できる。よって繊維補強コンクリートの施工性については問題がないことが確認された。

表 5.4.4 は、緩衝材設置の実際の工程を示したものである。通常の無対策のスパンと比較し、緩衝材の設置工程に 6 日の施工日数を要した。また、緩衝材を設置する場合は、緩衝材の厚さ分（今回は 50mm）、通常の断面よりも拡幅して掘削する必要があるため、その分工事費が増加し、掘削に要する時間も若干増加する。また、図 5.4.7 に対策工ごとの施工日数の比較を示す。

表 5.4.4 緩衝材設置作業工程 (91sp)

月日 種別	9月						10月		
	25 火	26 水	27 木	28 金	29 土	30 日	1 月	2 火	3 水
準備工		凸部はつり 材料運搬							
緩衝材・防水シート固定 金具溶接		溶接							
塩化ビニルシート設置									
緩衝材(発泡スチロール) の取付け									
防水シートの設置									
表面カバーの取付け									

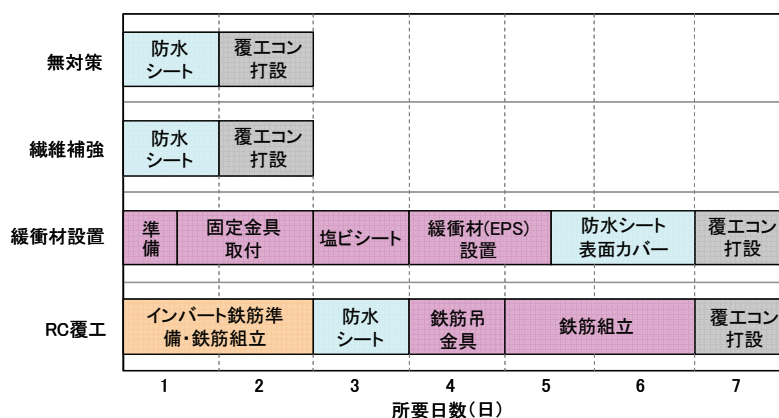


図 5.4.7 対策工ごとの施工日数の比較

表 5.4.5 は、各対策工の経済比較の試算結果である。無対策の場合（無筋覆工、厚さ 30cm）の合計単価（掘削＋覆工）を 1.00 として、各ケースの比較値を示している。参考として、覆工鉄筋コンクリート（複鉄筋）を施工する場合のケースも示す。

覆工コンクリートに繊維補強のみを実施する場合は、断面の拡幅を必要としないため掘削単価は増加しないが、覆工単価がやや増加し、合計では無対策の場合と比較し 1.05 倍程度の工事費となった。

一方、緩衝材設置工（＋繊維補強）を実施する場合は、断面拡幅に伴い掘削単価がやや増加し、さらに覆工単価もほぼ倍増となるため、無対策の場合と比較し合計で 1.27 倍程度の

工事費となった。しかしながら、覆工鉄筋コンクリートのケースと比較すると、常時荷重を考慮したケースよりはやや高価となるものの、地震時荷重を考慮した場合よりは安価となる。ただし、個別の設計条件等に大きく左右されるため、経済性を一概に比較することは困難である。そのため、今後の計測により地震対策工の効果を十分に検証したうえで、各地震対策工の有効性を評価する必要があると考える。

表 5.4.5 各対策工の経済比較試算（無対策を 1.00 とした場合）

仕 様	①トンネル延長 当り掘削単価 (円/m)	②トンネル延長当り 覆工コンクリート 単価 (円/m) ※対策工を含む	①掘削+②覆工 単価合計 (円/m)
無対策の場合 (無筋覆工, 厚さ 30cm)	0.81	0.19	1.00
繊維補強覆工コンクリート (繊維混入率 0.5vol%)	0.81	0.24	1.05
緩衝材設置 (EPS, 厚さ 50mm) +繊維補強覆工コンクリート (繊維混入率 0.5vol%)	0.83	0.44	1.27
覆工鉄筋コンクリート (t=45cm, 複鉄筋, 常時荷重考慮)	0.87	0.33	1.20
覆工鉄筋コンクリート (t=60cm, 複鉄筋, 地震時荷重考慮)	0.94	0.47	1.40

## 5.5 地震時挙動計測による地震対策工の評価

### 5.5.1 計測の概要

東北新幹線下田錦ヶ丘トンネルにて地震対策工の効果を確認する目的で実施した。計測は、無対策区間、繊維補強区間、緩衝材設置(+繊維補強)区間の3断面とした。

- ・計測器設置日：平成 19 年 12 月 13 日
- ・計 測 期 間：平成 19 年 12 月 13 日 ～ 平成 21 年 2 月 12 日
- ・計 測 位 置：東北新幹線 下田錦ヶ丘トンネル

東京起点 607k882m～914m 付近（図 5.5.1）

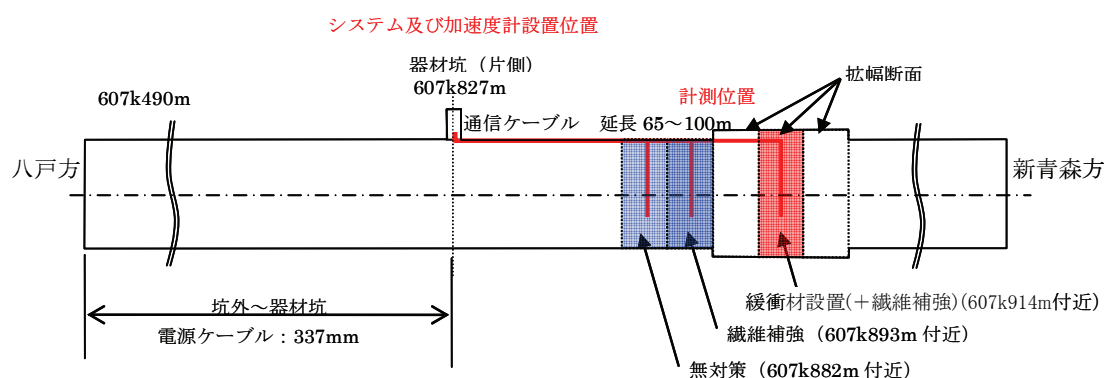


図 5.5.1 計測位置図（東北新幹線下田錦ヶ丘トンネル）

### 5.5.2 計測区間の地質概要

図 5.5.2 に下田錦ヶ丘トンネルの地質縦断図(計測断面付近を抜粋)を示す。

地質は、第四紀更新世の高館火山灰層（ローム層）、高館段丘砂層を主体とする。トンネル基面下には野辺地層の粘性土層、砂層が広く分布している。

- ・高館火山灰層（ta）：全体に茶褐色を呈する粘土質火山灰であり、含水が多く軟らかい。全体に浮石が混じる。
- ・高館段丘層砂質土（ts）：全体にゆるい砂質土であり、所々で薄く粘性土を挟む。粒径は不均一で礫や粘性土を伴う。
- ・野辺地層（nos, noc）：未固結の砂質土、粘性土であり、全体として細砂とシルトの互層状を呈する。細砂は全般に締まっているが、土被りの浅い箇所ではN値50以下を示す。粘性土は含水が少なく、N値は全般に20以下である。

計測断面付近の切羽観察記録を図 5.5.3～図 5.5.5 に示す。切羽観察記録をみると、地層はほぼ水平に分布している。天端付近は、粘性土が分布し、肩部付近は砂混り粘性土層が分布している。切羽から湧水、肌落ちが確認されている。

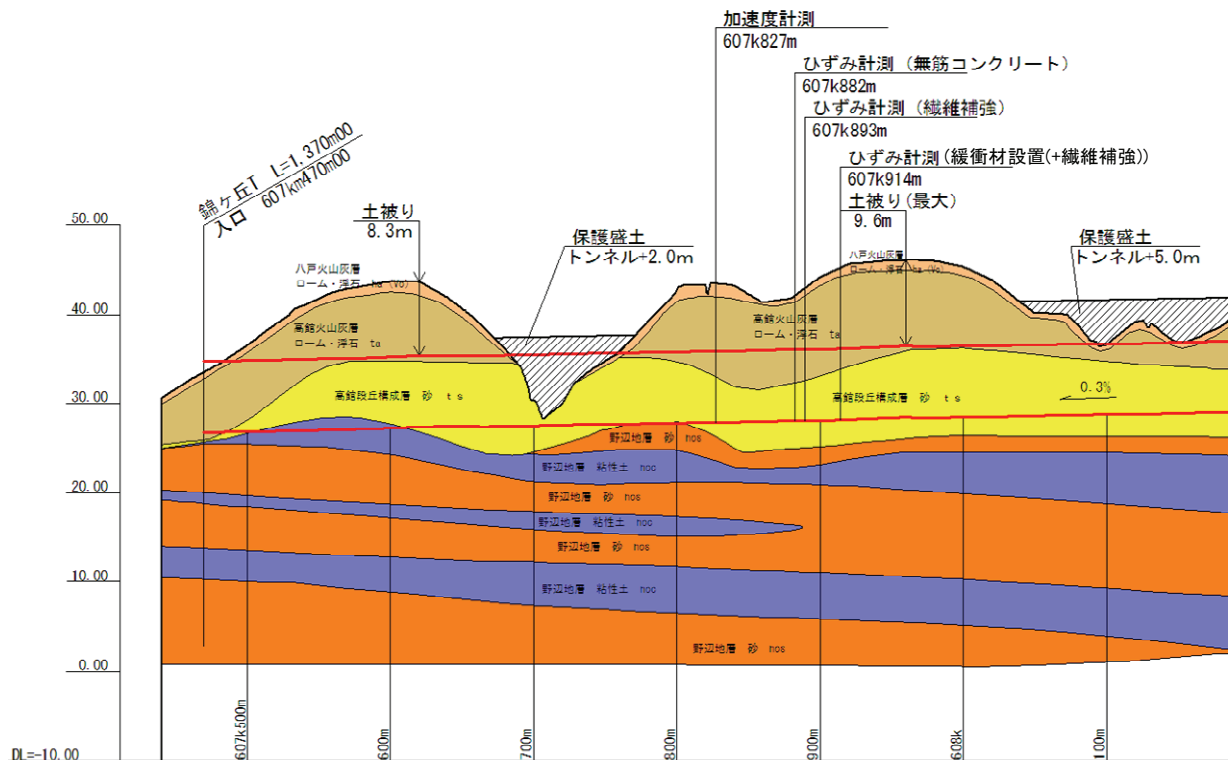


図 5.5.2 地質縦断図（下田錦ヶ丘トンネル）



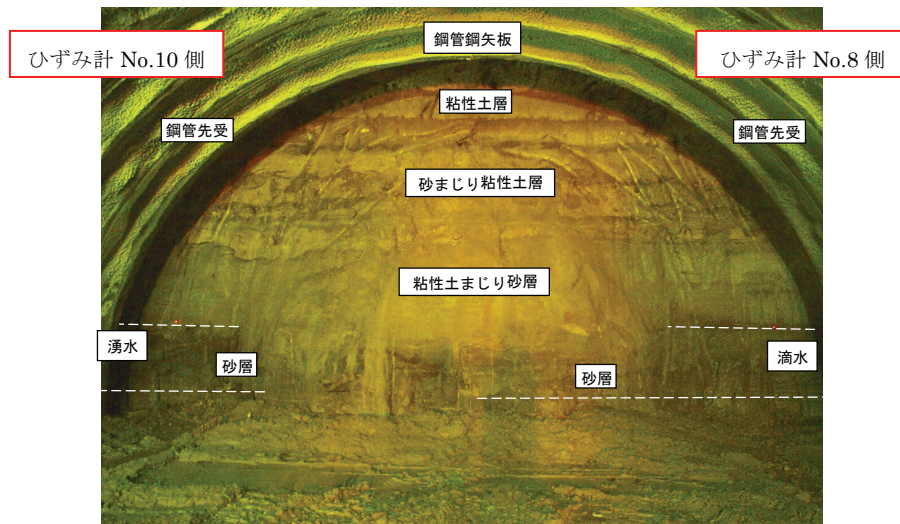


図 5.5.3 切羽観察記録(607km914m：緩衝材設置(+繊維補強)断面)

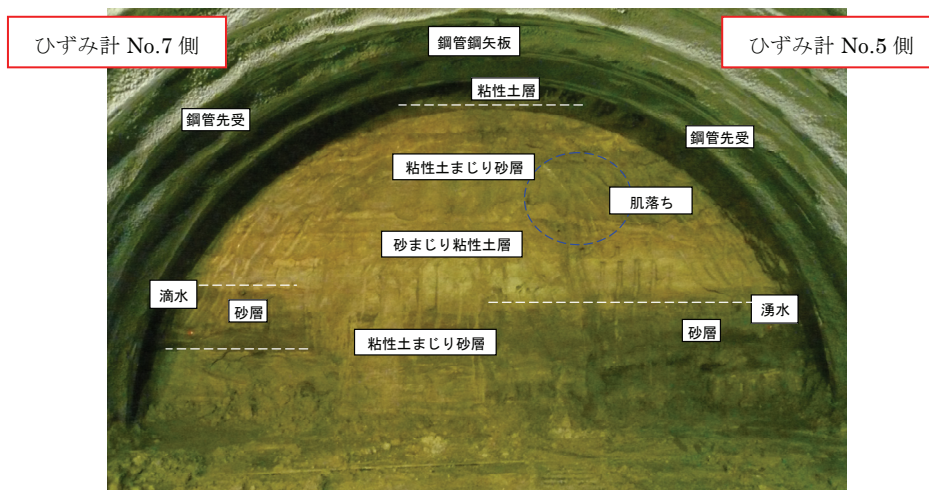


図 5.5.4 切羽観察記録(607km892m：繊維補強断面)

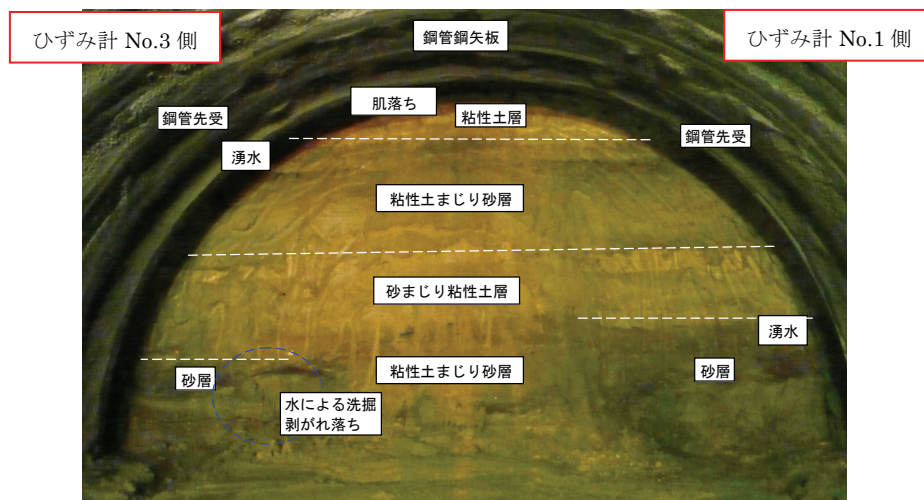


図 5.5.5 切羽観察記録(607km881m：無筋コンクリート断面)





#### 5.5.4 当該地域における地震記録

観測期間は2007年2月21日～2009年2月12日であり、当該地域で記録した震度2以上のものを表5.5.2に示す。なお、計測機器は既に撤去しており、上記観測期間以降の地震観測については実施されていない。

表5.5.2 当該地区における地震記録（震度2以上の記録）

No.	地震発生日	地震発生時刻	緯度	経度	深さ	マグニチュード	名称	当該地区の震度
No.1	2008年4月17日	19:37:0	39°25'N	140°14.0'E	166km	M:5.8	秋田県沿岸南部	2
No.2	2008年4月29日	14:26:05	41°27.7'N	142°6.5'E	62km	M:5.7	青森県東方沖	3
No.3	2008年5月8日	1:45:19	36°13.6'N	141°36.4'E	51km	M:7.0	茨城県沖	3
No.4	2008年6月14日	8:43:45	39°1.7'N	140°52.8'E	8km	M:7.2	岩手・宮城内陸	4
No.5	2008年6月14日	8:46:35	39°6.4'N	140°52.1'E	14km	M:4.5	岩手県内陸南部	2
No.6	2008年6月14日	9:20:12	38°52.8'N	140°40.6'E	6km	M:5.7	宮城県北部	2
No.7	2008年7月19日	11:39:29	37°31.2'N	142°15.8'E	32km	M:6.9	福島県沖	3
No.8	2008年7月21日	20:30:27	37°8.1'N	142°20.4'E	27km	M:6.1	福島県沖	2
No.9	2008年7月24日	0:26:20	39°43.9'N	141°38.1'E	108km	M:6.8	岩手県沿岸北部	5弱
No.10	2008年7月24日	11:27:54	39°37.2'N	141°31.3'E	112km	M:4.8	岩手県沿岸北部	2
No.11	2008年8月9日	0:53:10	41°8.5'N	142°17.0'E	51km	M:5.4	青森県東方沖	2
No.12	2008年8月16日	17:20:30	40°30.0'N	141°31.6'E	81km	M:4.0	青森県三八上北地方	2
No.13	2008年9月11日	9:20:51	41°46.5'N	144°9.0'E	31km	M:7.1	十勝沖	2
No.14	2008年9月22日	16:31:58	41°32.2'N	140°33.9'E	152km	M:5.6	津軽海峡	2
No.15	2008年12月4日	8:16:53	38°31.6'N	143°13.0'E	24km	M:6.1	三陸沖	2
No.16	2008年12月18日	15:47:07	38°22.2'N	143°26.6'E	27km	M:5.5	三陸沖	2
No.17	2009年1月16日	2:49:37	46°59.7'N	155°10.0'E	30km	M:7.4	千島列島東方	2

※網掛けは、トンネル坑内で震度2以上を記録した地震

#### 5.5.5 地震計測結果

下田錦ヶ丘トンネルにおける計測結果のうち、トンネル坑内で震度2以上を記録した地震の計測結果を表5.5.3、図5.5.7に示す。また、図5.5.8に下田錦ヶ丘トンネルと震源の位置関係を、図5.5.9に近傍のK-net観測地点の位置を示す。K-net三沢と十和田の観測地点は、それぞれ下田錦ヶ丘トンネル計測断面から北東12.3km、西南西20.8kmである。

以下に観測された地震動の特徴をまとめる。

- ① 下田錦ヶ丘トンネル坑内で観測された最大加速度は、47galであり、そのときの地表強震記録では、296gal（K-net三沢）、128gal（K-net十和田）であった。
- ② 水平方向成分と鉛直方向成分の最大値を比較すると、概ね水平方向成分が大きな値となる。
- ③ 地表で観測された加速度に比べトンネル内での加速度は、同程度～小さい傾向が窺える。
- ④ 鉛直方向は坑内の加速度が地表の強震記録より大きい場合もあった。

表 5.5.3 最大加速度と周辺の強震記録

No.	名 称	地震発生日	地震発生時刻	マグニチュード	深さ (km)	震央距離 (km)	トンネルでの最大加速度 (gal)			周辺の強震記録					
							X成分 (縦断方向)	Y成分 (横断方向)	Z成分 (鉛直方向)	K-net (gal) (三沢)			K-net (gal) (十和田)		
										NS	EW	UD	NS	EW	UD
No.4	岩手・宮城内陸	2008年6月14日	8:43:45	7.2	8	185.29	12.08	10.99	8.58	25.6	24.6	10.1	14.9	12.9	5.4
No.7	福島県沖	2008年7月19日	11:39:29	6.9	32	358.05	4.11	3.54	2.40	4.2	4.7	2.0	3.8	3.6	2.2
No.9	岩手県沿岸北部	2008年7月24日	0:26:20	6.8	108	103.75	36.59	47.06	37.67	296.4	231.9	115.9	127.8	110.5	46.0
No.13	岩手県沿岸北部	2008年7月24日	11:27:54	4.8	112	111.90	1.41	1.81	1.70	5.5	7.3	4.1	3.8	5.3	2.3

※網掛けは最大値

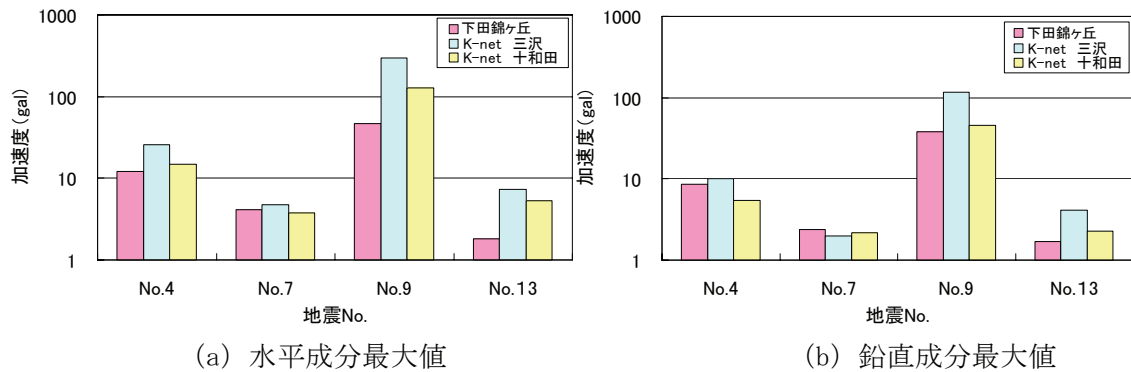


図 5.5.7 下田錦ヶ丘トンネル内加速度計計測結果と周辺の強震記録

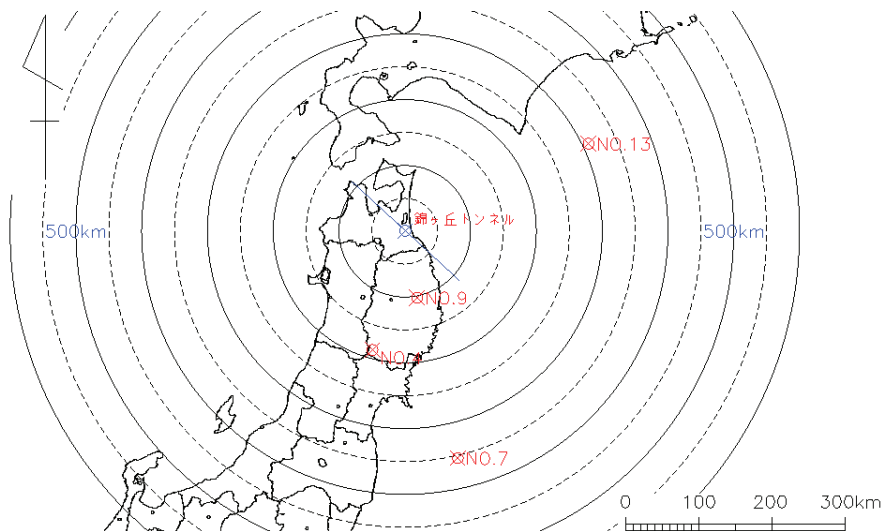


図 5.5.8 下田錦ヶ丘トンネルと震源の関係

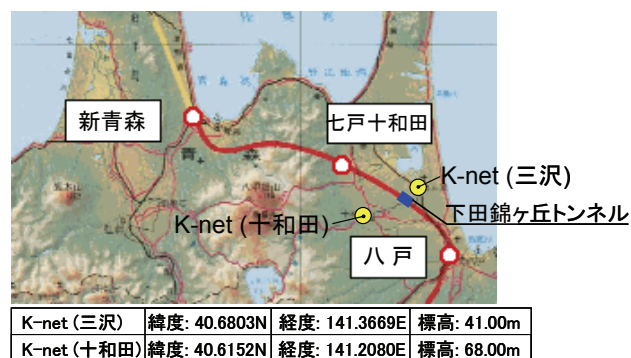


図 5.5.9 下田錦ヶ丘トンネルと近傍の K-net 観測点の位置

表 5.5.4 に下田錦ヶ丘トンネル坑内の地震計による卓越周期と計測震度（参考値）を示す。また、岩手・宮城内陸地震（No. 4）と岩手県沿岸北部地震（No. 9）のフーリエスペクトルをそれぞれ図 5.5.10、図 5.5.11 に示す。フーリエスペクトルによる卓越周期をみると 0.6～5.1 秒であり、最も近傍で発生した岩手県沿岸北部地震（No. 9）は 1 秒未満と比較的短い卓越周期を示し、岩手・宮城内陸地震（No. 4）の際には 5 秒と長い卓越周期を示した。また、坑内で観測された地震動の卓越周期と震央距離の関係を図 5.5.12 に示す。地震動の卓越周期と震央距離の若干の距離依存が認められた。なお、下田錦ヶ丘トンネルで観測された計測震度の最大値は、震度 3.9 であった。

表 5.5.4 下田錦ヶ丘トンネル内の地震計による卓越周期と震度

No.	名称	地震発生日	震央距離 (km)	深さ	マグニチュード	フーリエスペクトル (秒)			トンネル内 地震計による加速度
						縦断方向	横断方向	鉛直方向	
No.4	岩手・宮城内陸	2008年6月14日	185	8km	M:7.2	5.1	5.1	3.4	2.7
No.7	福島県沖	2008年7月19日	358	32km	M:6.9	2.0	3.4	3.4	2.0
No.9	岩手県沿岸北部	2008年7月24日	104	108km	M:6.8	0.7	0.8	0.6	3.9
No.13	十勝沖	2008年9月11日	336	31km	M:7.1	4.4	3.6	1.8	2.1

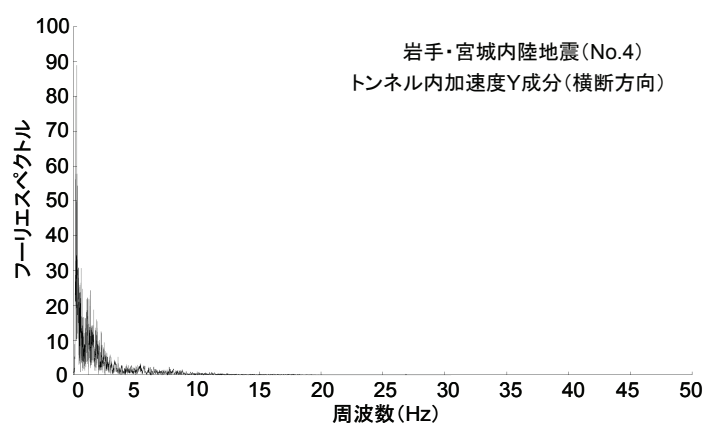


図 5.5.10 トンネル内加速度 Y 成分（横断方向）のフーリエスペクトル  
（岩手・宮城内陸地震（No.4））

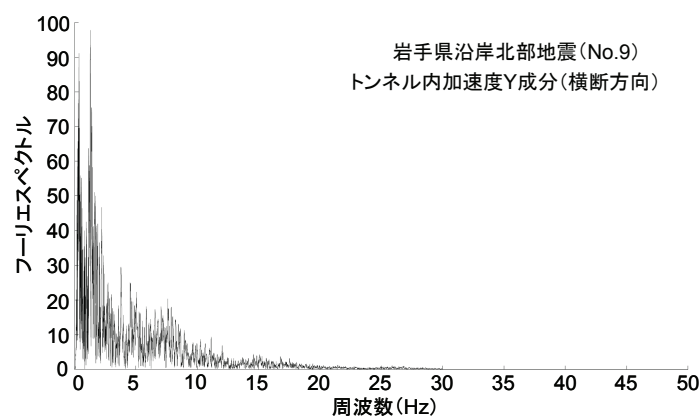


図 5.5.11 トンネル内加速度 Y 成分（横断方向）のフーリエスペクトル  
（岩手県沿岸北部地震（No.9））

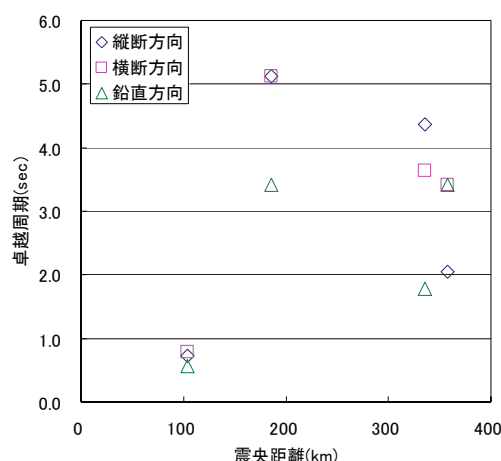


図 5.5.12 震央距離と卓越周期の関係

### 5.5.6 地震時におけるトンネル挙動の分析

#### (1) 各ひずみ計の相関

2008 年 3 月 20 日～2009 年 2 月 12 日の期間における錦ヶ丘トンネル坑内で記録した地震の計測結果を表 5.5.5 に示す。図 5.5.13～図 5.5.16 に各ひずみ計における両肩部のひずみ相関図と天端部の横断方向-縦断方向のひずみ相関図を示す。以下に各地震について分析結果をまとめる。

- ① 岩手・宮城内陸地震，岩手県沿岸北部地震では，7～20  $\mu$  程度のひずみが計測された
- ② 横断方向のひずみ (No. 1-No. 3) の相関関係は，一方が圧縮のとき，もう一方が引張となった。
- ③ 最大加速度が 3.5gal 程度の小さな加速度の地震でも，47gal 程度の比較的大きな加速度の地震においても，同様に左右交番の挙動を示している。
- ④ 横断方向 (No. 2) は，圧縮側から引張側にひずみが発生しているものの，縦断方向 (No. 4) は，ひずみが発生していない。

表 5.5.5 最大加速度・最大ひずみ

No.	名称	トンネルでの最大加速度 (gal)			最大ひずみ ( $\times 10^{-6}$ )									
		X成分 (縦断方向)	Y成分 (横断方向)	Z成分 (鉛直方向)	無対策区間				繊維補強区間			緩衝材区間		
					No.1-1	No.1-2	No.1-3	No.1-4	No.2-1	No.2-2	No.2-3	No.3-1	No.3-2	No.3-3
No.4	岩手・宮城内陸	12.082	10.992	8.577	3.281	7.776	6.196	0.455	3.818	8.603	4.296	3.658	7.388	3.148
No.7	福島県沖	4.110	3.540	2.400	1.062	1.472	1.973	0.348	1.199	1.600	1.758	2.354	1.618	0.815
No.9	岩手県沿岸北部	36.590	47.060	37.670	18.184	17.387	20.273	0.613	21.354	14.563	20.392	16.933	13.877	15.461
No.13	十勝沖	3.970	4.080	2.570	0.935	1.690	1.830	0.484	1.210	1.780	2.090	2.530	1.500	0.839

※ 網掛けは各計測断面における最大値

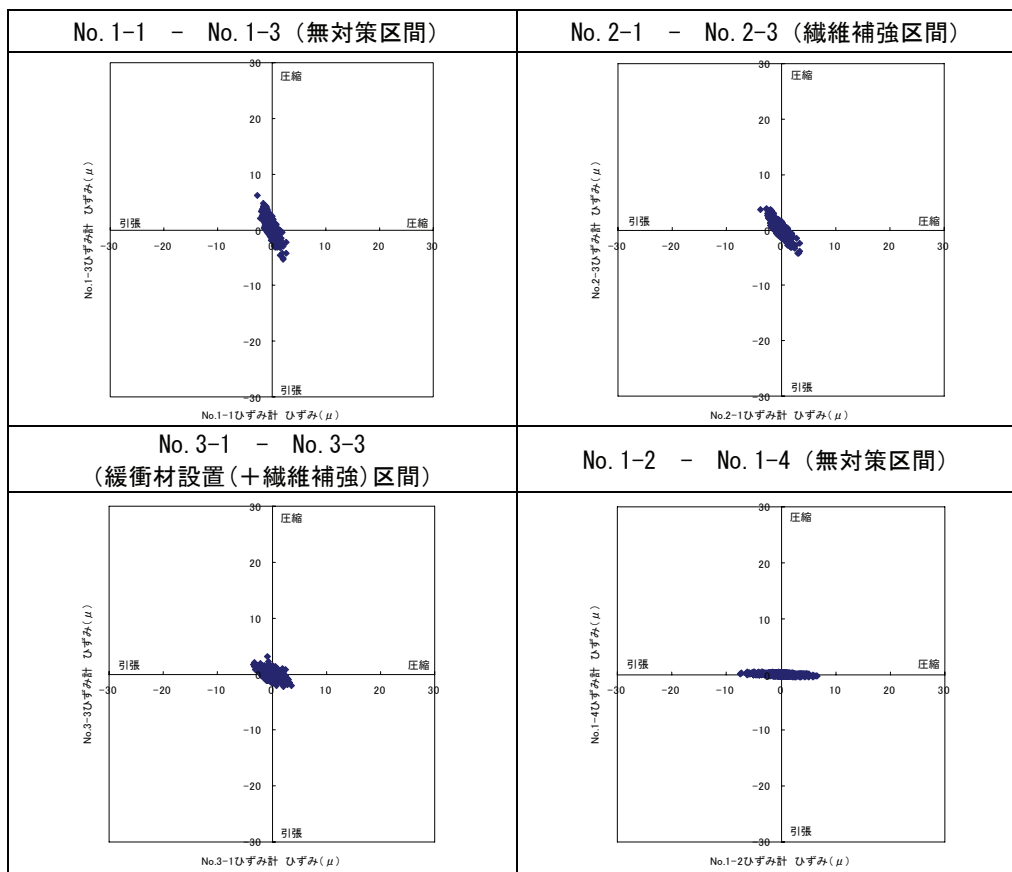


図 5.5.13 ひずみ相関図 (No. 4 : 平成 20 年 6 月 14 日 岩手・宮城内陸地震)

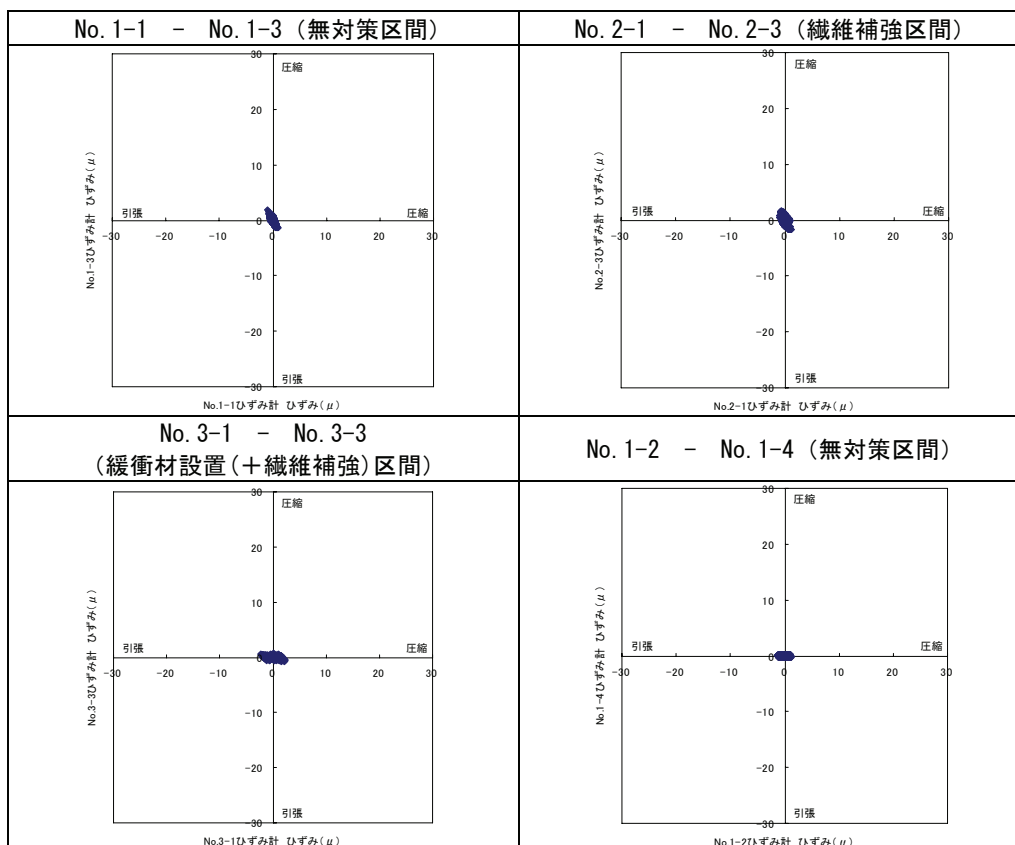


図 5.5.14 ひずみ相関図 (No. 7 : 平成 20 年 7 月 19 日 福島県沖地震)

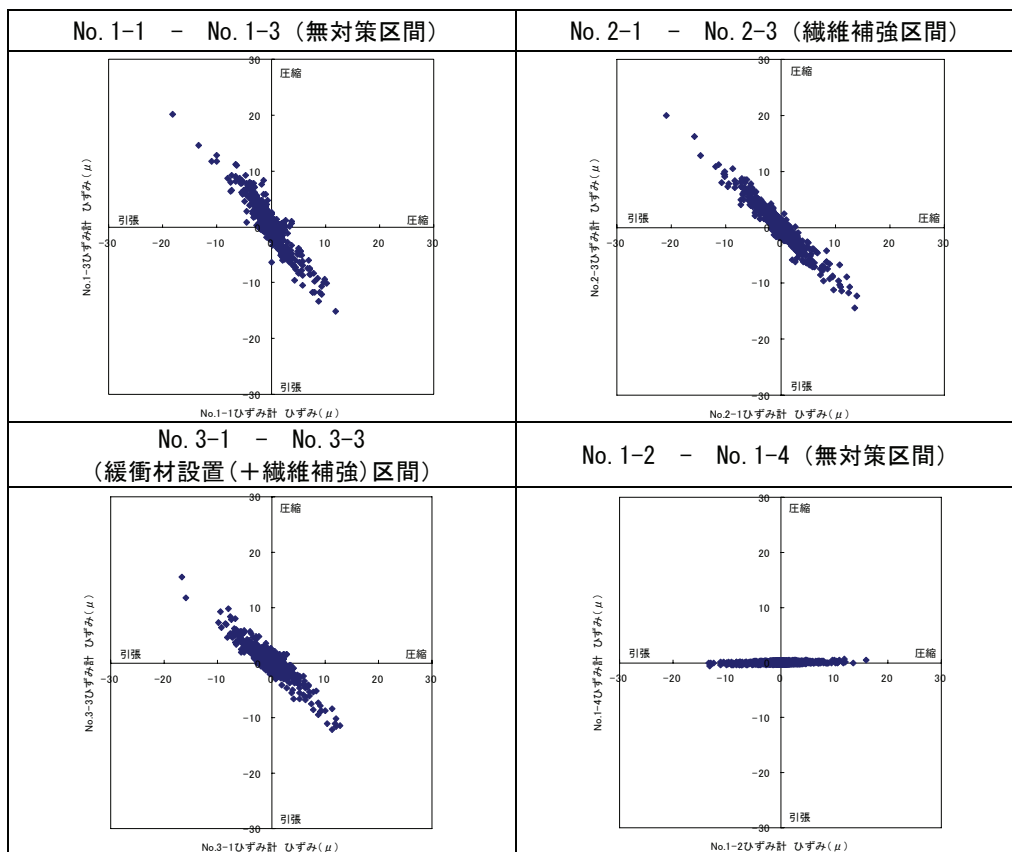


図 5.5.15 ひずみ相関図 (No. 9 : 平成 20 年 7 月 24 日 岩手県沿岸北部地震)

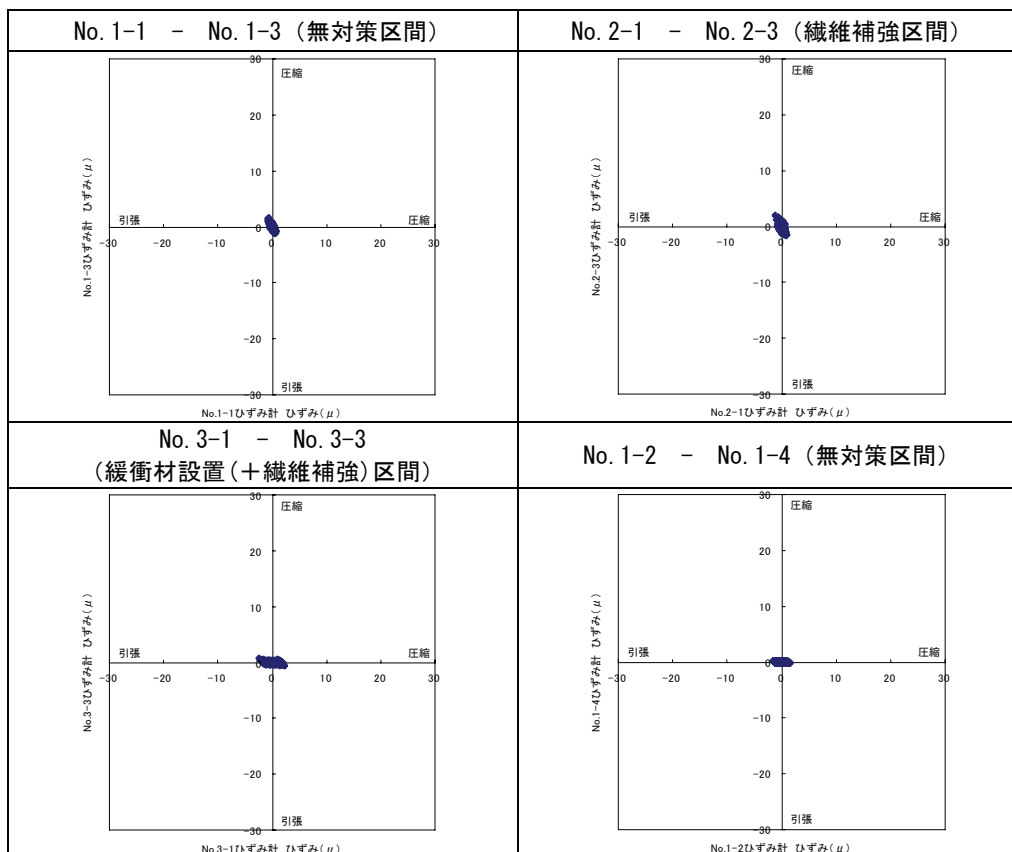


図 5.5.16 ひずみ相関図 (No. 13 : 平成 20 年 9 月 11 日 十勝沖地震)



## (2) 変形挙動の考察

図 5.5.17 および図 5.5.18 に示すように、両肩部に設置したひずみ計は、一方が圧縮のとき、もう一方が引張となる左右交番の挙動をしている。また、縦断方向のひずみは横断方向のひずみと比較して小さいことが分かった。

このことから、トンネル覆工コンクリートに発生したひずみは、図 5.5.15 に示すようなひずみモードであると推定される。したがって、小土被り部におけるトンネル覆工の変形挙動は、図 5.5.18 に示すようにトンネルがせん断変形するモードであると推定され、これは 3.2 で示した牛鍵トンネルにおける計測結果と同様の傾向である。

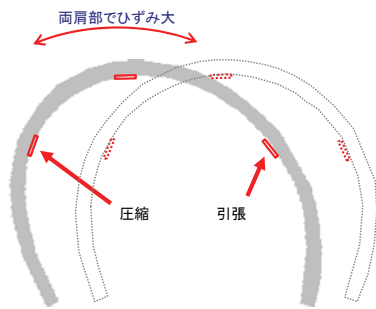


図 5.5.17 ひずみモード

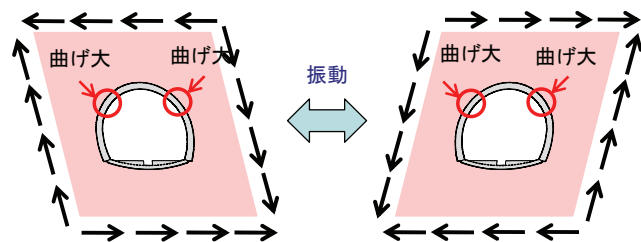


図 5.5.18 変形モード

## 5.5.7 地震対策工の効果の確認

図 5.5.19 に各部位における無対策、繊維補強、緩衝材設置(+繊維補強)区間の岩手・宮城内陸地震と岩手県沿岸北部地震における最大発生ひずみの比較結果を示す。また、図 5.5.20 に各対策工における最大発生ひずみの比較結果を示す。緩衝材設置区間は、他の対策工と比較し最大発生ひずみがやや小さい傾向がうかがえる。この傾向は、震央との距離が比較的近く、地震動の卓越周期が短い岩手県沿岸北部地震（No. 9）で顕著である。しかしながら、トンネル坑内で観測された地震動は比較的小さく、覆工に発生したひずみレベルも微小であったため、地震対策工の効果を明瞭に評価するには至っていない。

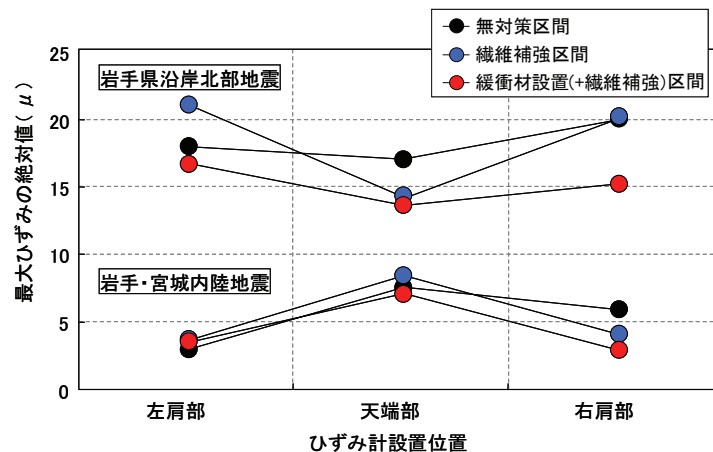


図 5.5.19 各部位における対策工ごとの最大発生ひずみの比較

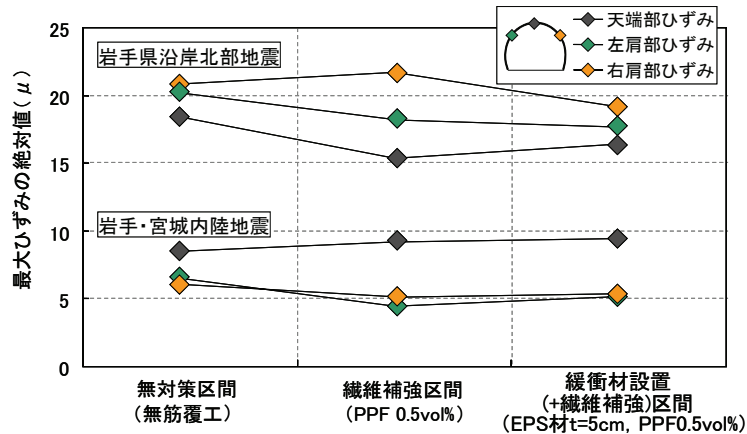


図 5.5.20 各対策工における部位ごとの最大発生ひずみの比較

## 5.6 数値解析による地震対策工の評価

次に、実大トンネルを想定した数値解析により、せん断変形を受ける環境下において、対策工としての繊維補強コンクリートや、EPS による緩衝材設置工の効果の程度を確認することとした。

### 5.6.1 条件設定

解析方法は 4.4 と同様である。表 5.6.1 に解析ケースを示す。地盤条件は、図 4.4.14, 4.4.15(a) に示したように「漸減」の条件では覆工に圧力が発生しなかったため、トンネルに与える影響が大きくなるよう、「急変」の条件を用いた。位置条件は、4.4 と同様に、地盤ひずみが大きくなる基盤面直上にトンネル位置を設定した他に、SL が基盤面に位置するようにトンネル位置を設定した。また、それぞれに対して、対策工として、繊維補強コンクリートと EPS による緩衝材設置工を想定した。

表 5.6.1 解析ケース

ケース名	トンネルの位置	対策工	略称
ケース 2-1	基盤面直上	無対策（無筋）	急変-直上-無筋
ケース 2-2		繊維補強	急変-直上-FRC
ケース 2-3		無筋+緩衝材 EPS	急変-直上-EPS
ケース 3-1	SL が基盤面に位置	無対策（無筋）	急変-SL-無筋
ケース 3-2		繊維補強	急変-SL-FRC
ケース 3-3		無筋+緩衝材 EPS	急変-SL-EPS

※ ケース 2-1 は図 4.4.11 におけるケース 2 と同一

ケース 3-1 は図 4.4.11 におけるケース 3 と同一

対策工のモデル化については、繊維補強コンクリートは無筋コンクリートと比べて圧縮強度は同じでも圧縮破壊後の軟化が緩やかとされている<sup>7)</sup>ことから、ここでは、図 5.6.1 に示すように、繊維補強の効果을考慮して圧縮破壊後の軟化が緩やかになるように  $\beta=130$  とした。なお、この  $\beta$  値については繊維の種類や混入率によって変化する。文献 7) によ

れば、繊維の混入によりかなりの圧縮後の軟化特性の向上が示されている。ただし、上記文献は、標準的な混入率を 1.0～1.5%としているが、トンネル覆工に用いる場合は、混入率はせいぜい 0.5%程度であるので、今回はプレーンの 1/2 と仮定し、 $\beta=130$  の値を用いている。この値については今後十分に検討する必要がある。その他、繊維補強コンクリートは繊維の効果により覆工に同じひずみが発生したとしてもプレーンコンクリートの場合に比べて圧ざや剥落が生じにくくなると予想されるが、今回の解析では、限界状態（圧ざ発生）の判定用のひずみ値にプレーンの場合と同じ値（10,000 $\mu$ ）を用いており、繊維補強コンクリートの効果を過小評価していることは留意しておく必要がある。

EPS による緩衝材については、覆工～地山間に  $t=5\text{cm}$  の EPS 材を配置することとし FEM 上で実際に要素としてモデル化した。表 5.6.2 に対策工の解析入力値を示す。

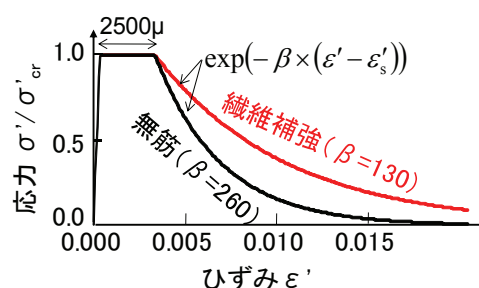


図 5.6.1 繊維補強コンクリートの解析モデル

表 5.6.2 対策工の解析入力値

項 目		入力値	備 考
対策工	繊維補強	$\beta=130$	プレーンの 1/2
	緩衝材	単位体積重量 $\gamma_{\text{eps}}$	0.12 N/m <sup>3</sup>
		降伏応力	0.04 MPa
		弾性係数 $E_{\text{eps}}$	0.3 MPa 割線弾性係数

## 5.6.2 解析結果

### (1) 基盤面直上にトンネル位置を設定した場合

基盤面直上にトンネル位置を設定したケース 2 の場合について、図 5.6.2 にトンネルのせん断変形の進展を、図 5.6.3 にトンネルの水平変形の進展を、図 5.6.4(a)～(c)に覆工に発生する VM 相当ひずみの分布を示す。また、表 5.6.3 に圧ざの発生時期（全せん断変形量に対する割合）を示す。

トンネルのせん断変形や水平変形に対しては、図 5.6.2 および図 5.6.3 より繊維補強コンクリートや緩衝材の効果はほとんどみられない。

この理由であるが、繊維補強（ケース 2-2）においては、地盤の弾性係数と、応答加速度から求まる節点荷重は無筋（ケース 2-1）と同じである。さらに、トンネルは内部が空洞であるため構造系全体に及ぼす剛性の影響が小さいという状況下で、繊維補強による圧縮破壊後の軟化勾配の緩和に伴い、圧縮破壊後の軟化が生じている箇所のみ覆工断面の曲

げ剛性を多少向上させているだけであるので、トンネル全体としての剛性はほとんど変化していないためと考えられる。緩衝材（ケース 2-3）では、トンネルの左側の地盤が主働側になりトンネルを押すため、緩衝材の効果が期待されたものの、一方で、トンネルの右側の地盤が受働側となりトンネルを引く方向に同時に作用したため、結果的に、トンネルの水平内空の縮小が生じなかったことが考えられる。

覆工に発生するひずみに関しては、図 5.6.4(a)に示した無筋（ケース 2-1）では最終的に内面側で圧が生じていたものが、図 5.6.4(b)に示す繊維補強（ケース 2-2）、図 5.6.4(c)に示す緩衝材（ケース 2-3）では圧が生じなくなっている。

この理由であるが、繊維補強（ケース 2-2）については、上記覆工断面の曲げ剛性の向上により、同じ曲げモーメント時においてもひび割れの開口が抑制され、圧縮縁でのひずみの増加が抑制されたことにより、圧が生じなくなったものと考えられる。緩衝材（ケース 2-3）については、覆工自体は無筋コンクリートであるので、変形が無筋（ケース 2-1）とほぼ同じ状況下においては、ひずみ分布そのものは無筋（ケース 2-1）と大きな違いはないが、緩衝材（ケース 2-3）では覆工周囲が低弾性係数の緩衝材となり結果的に覆工に作用する軸力が小さくなったことからひび割れ箇所の反対側の圧縮縁における圧縮ひずみ値が若干小さくなり、圧が生じなくなったものと推察される。

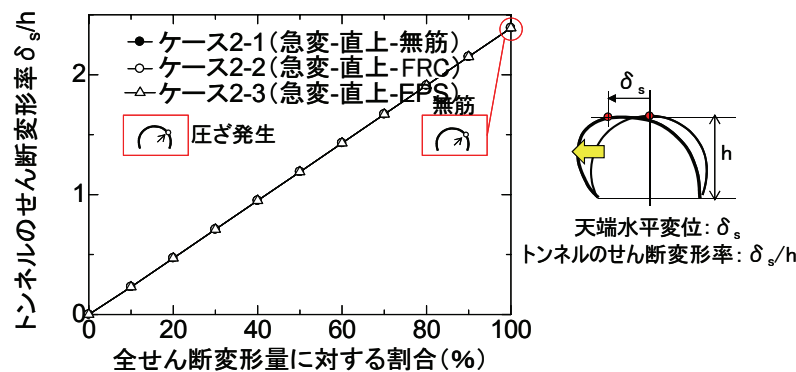


図 5.6.2 トンネルのせん断変形の進展

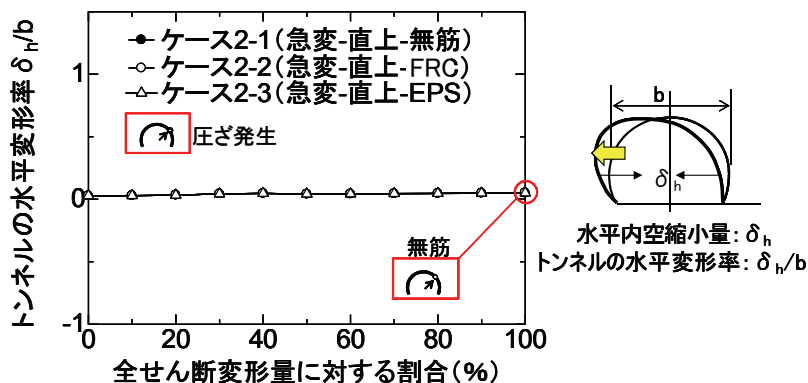
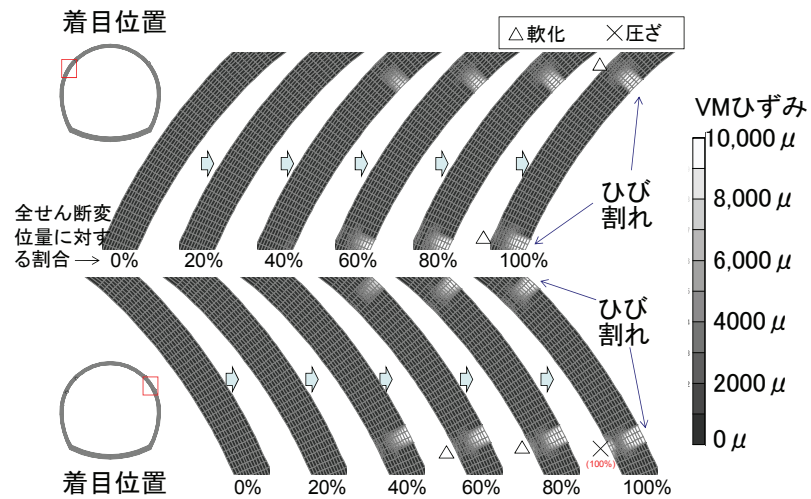
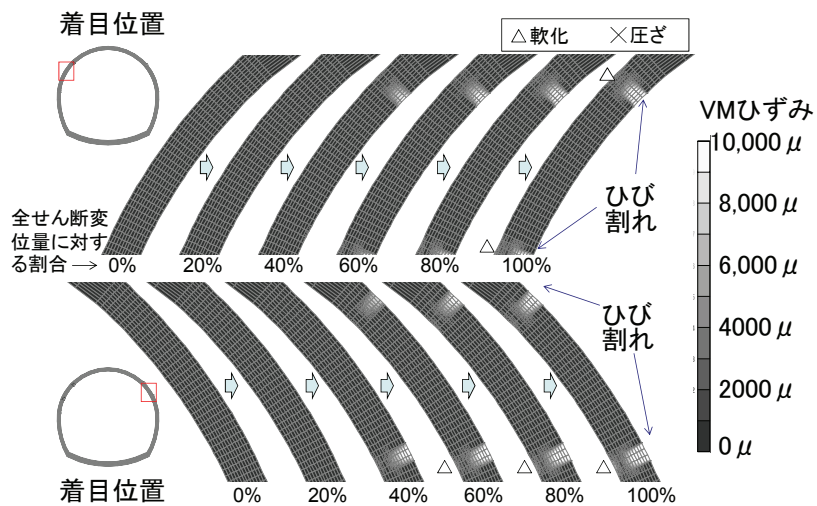


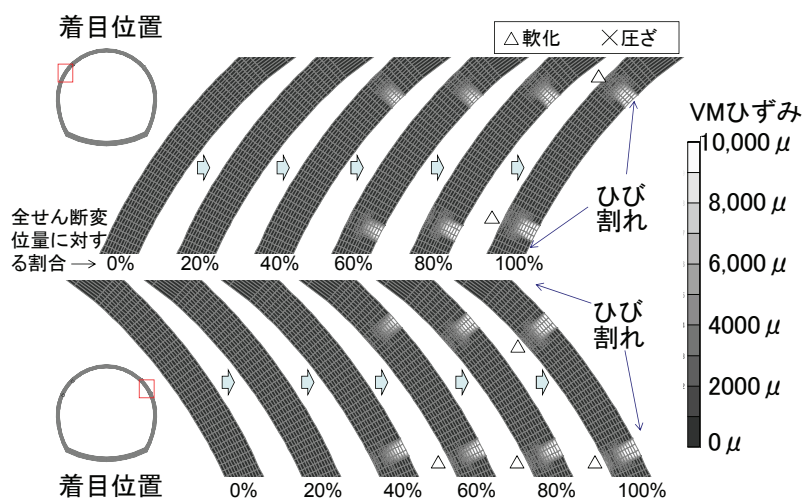
図 5.6.3 トンネルの水平変形の進展



(a) ケース 2-1 《急変一直上―無筋》 (再掲)



(b) ケース 2-2 《急変一直上―FRC》



(c) ケース 2-3 《急変一直上―EPS》

図 5.6.4 トンネルに発生するひずみ (急変・直上)



表 5.6.3 圧ざの発生時期（全せん断変形量に対する割合）

ケース名	トンネルの位置	対策工	右肩内面側圧ざ
ケース 2-1	基盤面直上	無対策（無筋）	100%
ケース 2-2		繊維補強	(100%以上)
ケース 2-3		無筋+緩衝材 EPS	(100%以上)

## (2) SL が基盤面に位置する場合

同様に、SL が基盤面に位置するようにトンネル位置を設定したケース 3 の場合について、図 5.6.5 にトンネルのせん断変形の進展を、図 5.6.6 にトンネルの水平変形の進展を、図 5.6.7(a)～(c)に覆工に発生する VM 相当ひずみの分布を示す。また、表 5.6.4 に圧ざの発生時期（全せん断変形量に対する割合）を示す。

トンネルのせん断変形や水平変形に対しては、繊維補強や緩衝材の効果はほとんど見られない。この理由はケース 2 と同様と考えられる。

覆工に発生するひずみに関しては、繊維補強（ケース 3-2）や緩衝材（ケース 3-3）でも 100% 載荷時ではトンネルの内面側で圧ざが生じる結果となった。

ただし、図 5.6.7(b)に示した繊維補強（ケース 3-2）では、圧ざの発生する時期が、図 5.6.7(a)に示した無筋（ケース 3-1）ではアーチ右肩部で 50% 載荷時、左 SL で 65% 載荷時であったものが、それぞれ、62% 載荷時、80% 載荷時へと遅くなっていることから、変形性能が増加する効果は確認されている。この理由については、ケース 2 とほぼ同様と推察される。一方、図 5.6.7(c)に示す緩衝材（ケース 3-3）では圧ざの発生する時期が、それぞれ、48% 載荷時、59% 載荷時であり、ほとんど効果が認められていない。基盤面がトンネル断面内に存在する場合は、アーチ肩部で破壊が生じる以外に SL 部でトンネルが折れるように変形する複雑な破壊形態となっていることが理由と推察される。

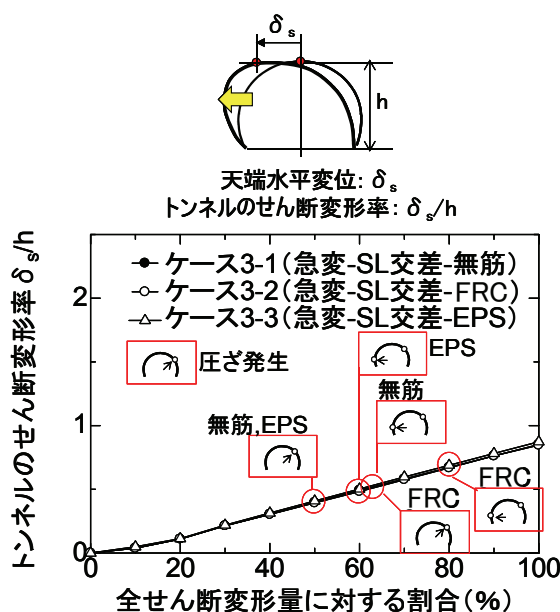


図 5.6.5 トンネルのせん断変形の進展

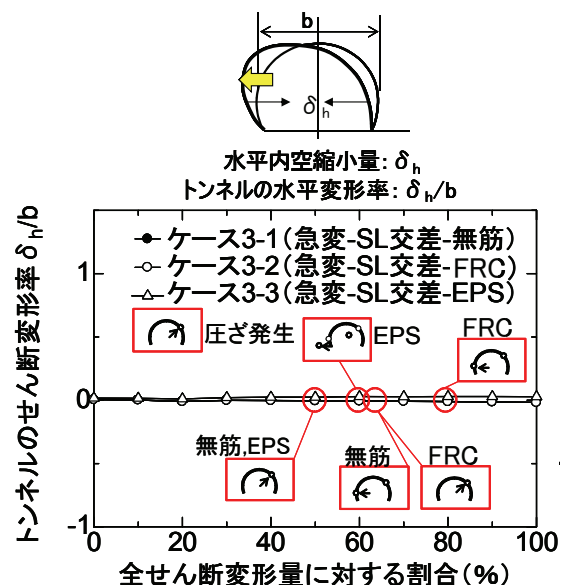


図 5.6.6 トンネルの水平変形の進展



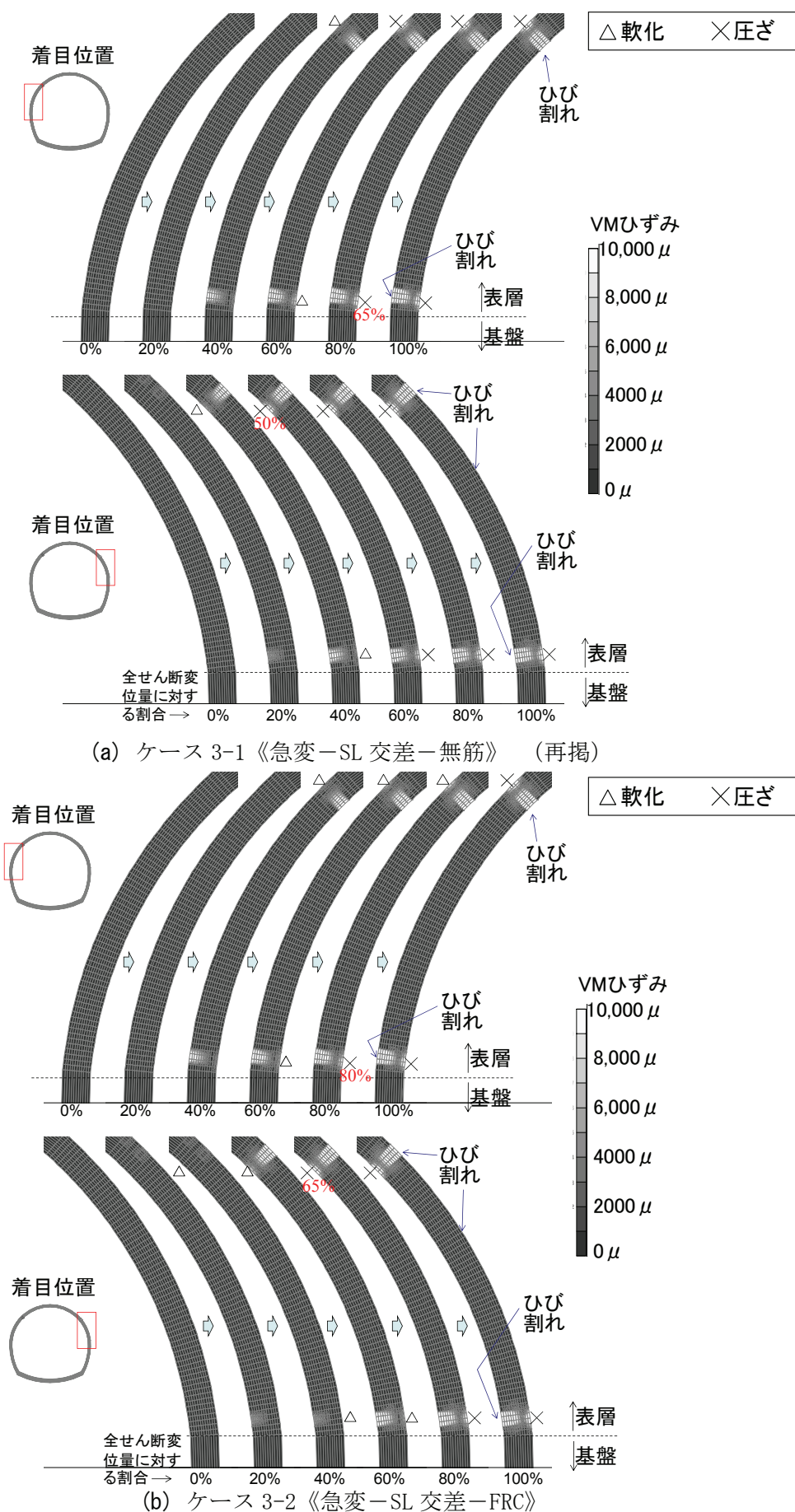


図 5.6.7 覆工に発生するひずみ

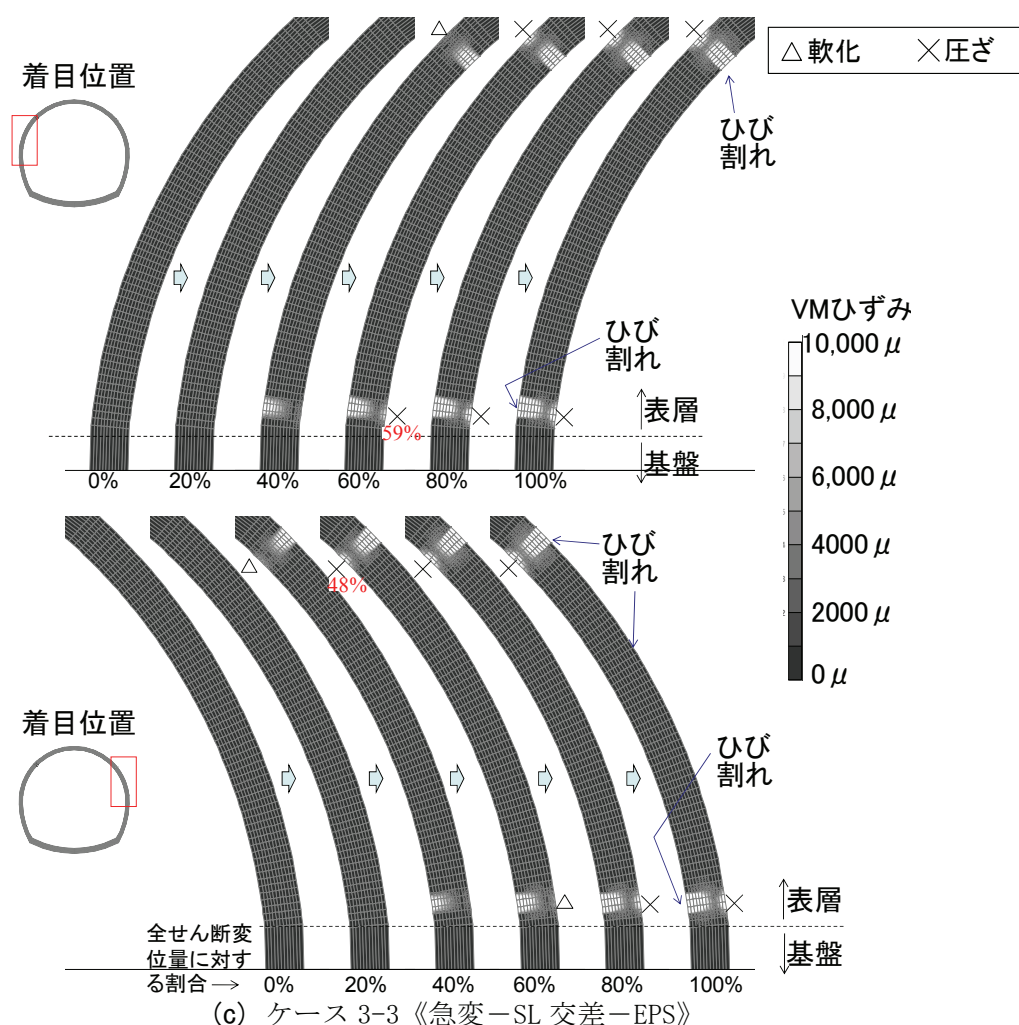


図 5.6.7 覆工に発生するひずみ（前頁からのつづき）

表 5.6.4 圧ぎの発生時期（全せん断変形量に対する割合）

ケース名	トンネルの位置	対策工	右肩内面側圧ぎ	左 SL 圧ぎ
ケース 3-1	SL が基盤面に位置	無対策（無筋）	50%	65%
ケース 3-2		繊維補強	62%	80%
ケース 3-3		無筋+緩衝材 EPS	48%	59%

### (3) 対策工の効果まとめ

繊維補強コンクリートを適用することにより、圧ぎの発生時期を遅らせることが可能であることがわかった。これにより、基盤～表層間で  $V_s$  の変化が大きい場合でも、基盤面直上の場合では繊維補強コンクリートを採用した場合は圧ぎが発生しなくなった。

一方、緩衝材については、今回の数値解析では明確な効果が見られなかった。小土被りのトンネルにおいては、実際は、地盤のせん断ひずみが大きくなり、繰返しの地震動を受けた場合は、トンネル周辺の地盤が破壊し、4.3 の模型実験で見られたようにトンネルに押出しを生じ、トンネルの水平内空が縮小することが考えられる。このような場合は、緩衝材が変位を吸収して、トンネルの変形が抑制されることが予想されるが、今回の解析は、弾性解析により行っており、地盤の破壊がモデル化されていない。このため、緩衝材では、

トンネルの左側の地盤が主働側になりトンネルを押すため、緩衝材の効果が期待されたものの、一方で、トンネルの右側の地盤が受働側となりトンネルを引く方向に同時に作用したため、結果的に、トンネルの水平内空の縮小が生じなかったことが考えられる。今後は、地盤の破壊も想定した解析を行い、緩衝材の効果を適切に再現していく必要があると考えられる。

## 5.7 まとめ

本章では、地盤のせん断変形に基づく地震被害メカニズムを考慮し、緩衝材を覆工背面に設置することで、地盤からのせん断変形の影響を緩和する緩衝材設置工についての検討を行った。さらに、通常は無筋コンクリート覆工に加え、小土被り山岳トンネルにおける有効な地震対策工として考えられる繊維補強覆工および緩衝材設置工を対象として、せん断土槽実験、実トンネルでの試験施工ならびに地震時挙動計測、実トンネルを考慮した数値解析を通して、各地震対策工の適用性や効果についての評価を行った。

EPSを用いた緩衝材設置工の検討においては以下の知見を得た。

- ① 地盤応答解析およびトンネルの構造解析結果からケーススタディを実施した結果、トンネル変形挙動から、EPS の設計厚さは5cm 程度が妥当と考えられる。
- ② 解析結果から、EPS の変形係数としては、0.5MPa 程度以下とかなり剛性の低い材料を用いないと緩衝工としての効果を発揮しにくいことが明らかとなった。
- ③ EPS の材料としては、覆工コンクリート打設時の液圧等を考慮し、供用時に塑性領域の変形係数として有効に緩衝作用を発揮させるために、単位体積重量  $0.30\text{kN/m}^3$  のものを用いることが妥当であると考えられる。

せん断土槽実験によって、模型実験レベルでの地震対策工の評価を実施した結果、以下の知見を得た。

- ① 無筋コンクリート覆工と比較し、繊維補強や緩衝材設置工では、圧ざや剥落の発生を抑制あるいは遅らせる効果が認められた。
- ② 繊維補強については、曲げ変形性能の向上、ひび割れ発生の分散化等の効果を発揮することが確認された。
- ③ 緩衝材設置工については、地山の変形を緩衝材が吸収することによって、同じせん断変形が地盤から入力された場合でもトンネルの変形を抑制する効果が確認された。

また、各地震対策工の実トンネルへの適用性を検討するため、施工性や経済性についての評価を行った結果、以下の知見を得た。

- ① 覆工コンクリートへの補強繊維の混入については、実トンネルにおける施工結果から施工性に問題がないことが確認された。
- ② 緩衝材設置工については、トンネル掘削断面の拡張を要することと緩衝材の設置に手間を要することから、プレーンや繊維補強の場合と比較し、施工日数の若干の増加

を必要とするものの、従来の RC 覆工と同程度であった。

- ③ 各地震対策工について経済性の評価を実施した結果、無対策を 1.00 とした場合、繊維補強は 1.05、緩衝材設置工(+繊維補強)は 1.27 程度となり、従来の RC 覆工と比較し経済性に優れることを確認した。

さらに、地震対策工の効果の評価を行うために、実トンネルにおいて地震時挙動計測を実施した結果、以下の知見を得た。

- ① トンネル両肩部に設置したひずみ計は、牛鍵トンネルにおける計測結果と同様に、一方が圧縮のとき、もう一方が引張となる左右交番の挙動をしていることが確認されたことから、トンネルが横断面方向にせん断変形するモードであることが推定される。
- ② 無対策、繊維補強の実施区間と比較し、緩衝材設置(+繊維補強)区間においては、観測された最大発生ひずみがやや小さい傾向が確認された。

しかしながら、実トンネルにおける地震時挙動計測では、計測期間中に大きな地震動を観測することができなかったため、各地震対策工の効果を十分に評価する段階には至っていない。そのため、数値解析によって実トンネルにおける地震対策工の効果について評価を実施した。その結果、以下の知見を得た。

- ① 繊維補強コンクリートを適用することにより、圧力の発生時期を遅らせることが可能であることがわかった。これにより、基盤～表層間で  $I_s$  の変化が大きい場合でも、基盤面直上の場合では繊維補強コンクリートを採用した場合には圧力を抑制することが可能である。
- ② 今回の数値解析の条件においては、地盤を弾性モデルとしており、破壊挙動を考慮していないため、緩衝材設置工については明確な効果が確認されなかった。

参考文献

- 1) 桐生郷史, 室野剛隆, 盛川仁: 土被りを有する開削トンネルにおけるポリマー免震工法の適用性とメカニズム, 土木学会地震工学論文集, Vol. 29, CD-ROM, B13-179, 2007.
- 2) 館山勝, 矢口直行, 平山勇治, 花森一郎: ポリマーを用いた地盤改良工法の研究, 鉄道総研報告, Vol. 16, No. 3, 2002.
- 3) 羽矢洋, 長縄卓夫, 西村昭彦, 御船直人: 廃ゴム材を使用した振動低減工法の開発, RRR, 1997.
- 4) 発泡スチロール土木工法開発機構: 発泡スチロール土木工法技術資料第2版, p. 9, 1993.
- 5) 村田修, 館山勝, 安田佑作: 発泡スチロールによる盛土の研究, 鉄道総研報告, Vol. 3, No. 8, 1989.
- 6) 宮林秀次, 高橋源太郎, 小島芳之, 西藤潤, 朝倉俊弘: 小土被り山岳トンネルの地震被害メカニズムに関する実験的研究, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学) 特集号, Vol. 66, No. 1, pp. 1-7, 2010.
- 7) 土木学会: 鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針 (案), pp. 4-5, 1999.



## 第6章 小土被り山岳トンネルの耐震設計法の提案

### 6.1 概説

第4章で実施した数値解析により、表層～基盤において、せん断弾性波速度  $V_s$  の差が大きくなると緩やかに変化（漸減）する条件下では、基盤面直上にトンネルが位置する場合でも圧が生じないことがわかった。その一方、基盤～表層間でせん断弾性波速度  $V_s$  の差が大きい（急変）条件下で、基盤面がトンネル断面内に位置する場合や、基盤面直上にトンネルが位置する場合においては覆工に圧を生じる可能性があることが判明した。これまでの検討結果から得られた成果を整理すると、図6.1.1のように示すことができる。これによると、基盤～表層間でせん断弾性波速度  $V_s$  が急変する場合においても、表層のせん断弾性波速度  $V_s$  の大きさ、あるいはトンネルと基盤との離隔によっては、地震の影響が小さくなり覆工に圧が生じない可能性もあると考えられる。したがって、基盤～表層間でせん断弾性波速度  $V_s$  が急変する場合であっても、全ての小土被り山岳トンネルにおいて耐震検討を実施することは過剰となることが考えられるため、耐震検討が必要となる条件を明確にすることが重要となる。

本章においては、基盤～表層間でせん断弾性波速度  $V_s$  が急変する条件において、表層内にトンネルが位置する条件を対象として、小土被り山岳トンネルがせん断変形を受けた際の耐震性能を明確にするとともに、耐震検討の必要性を簡易に判断可能なノモグラムの検討を行う。さらに、それら検討結果をふまえ、小土被り山岳トンネルの耐震設計法について提案を行う。

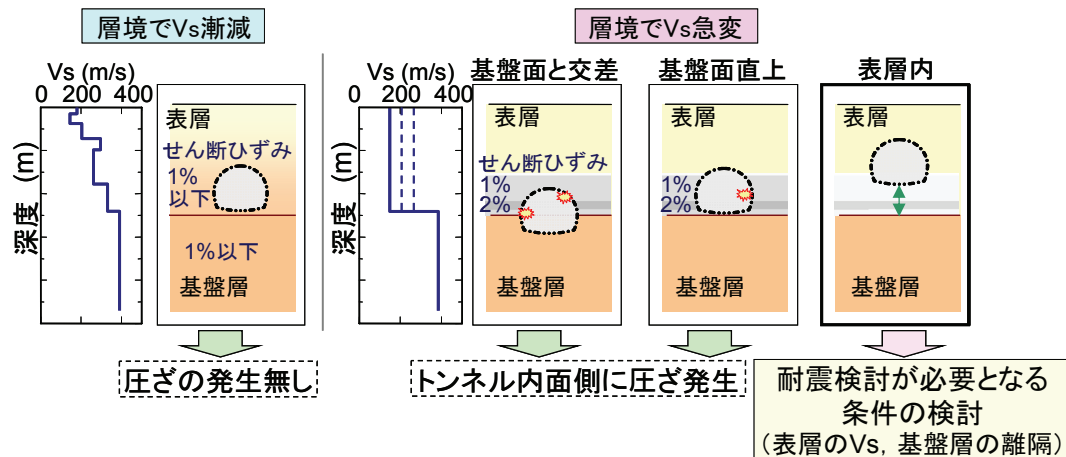


図6.1.1 これまでの検討結果から得られた成果

### 6.2 せん断変形を受けるトンネルの耐震性の検討

まず、せん断変形を受けた際の耐震性能を明らかにするために、一般的な条件を仮定して、トンネルおよびその周辺の地盤にせん断変形を与え、数値解析を行う。なお、4.4の結果より、基盤面がトンネル内に位置する条件では、繊維補強では圧を防止できるまで



には至っていないため、今回は対象外とした。このような場合は覆工のRC化など、変形性能を更に大きくするための別の対策を検討する必要があると考えられる。

### 6.2.1 解析条件

解析は、トンネルと地盤をモデル化し、トンネルが一様なせん断変形を受ける地盤中に存在する条件を仮定しプッシュオーバー解析、すなわち構造物に対して静的荷重を漸増载荷して破壊の過程を把握する解析によりトンネルの変形性能を調べた。

図 6.2.1 に解析メッシュを示す。解析モデルは、図 4.4.11 (a), (c) に示したものと同様であるが、本解析においては、節点荷重を与える代わりに、左右の側方境界に三角形分布の水平変位を、また、地表面に水平一様変位を作用させていることが異なる。解析においては、水平変位を覆工内面に圧ざが発生する程度まで静的に増加させており、結果的に、地盤のせん断ひずみ  $\Delta/H$  ( $\Delta$ : 地表での水平変位,  $H$ : 解析モデルの高さ, 定義を図 6.2.1 に併せて示す) が 2.4% となるまで载荷した。また、覆工コンクリートについても 4.4 と同様に、引張強度到達後の軟化および圧縮強度到達後の軟化を考慮したモデルを用いた。その他、トンネルには自重を与えるが、地盤は単位体積重量を 0 として、覆工には土被り荷重を与えていないことも同様である。

地盤とトンネルとの相互作用をモデル化した解析においては、覆工に発生する断面力は地盤の剛性により影響を受けることも考えられる。よって、地盤剛性をパラメータとした。ここで、本研究は小土被りの土砂地山トンネルを想定しているので、変形係数を  $E=3, 10, 30, 100, 300\text{MPa}$  の 5 通りに設定した。また、6.5 での検討と同様に繊維補強についても解析を行うことにし、上記パラメータを組み合わせ、表 6.2.1 に示す 10 ケースについて実施した。

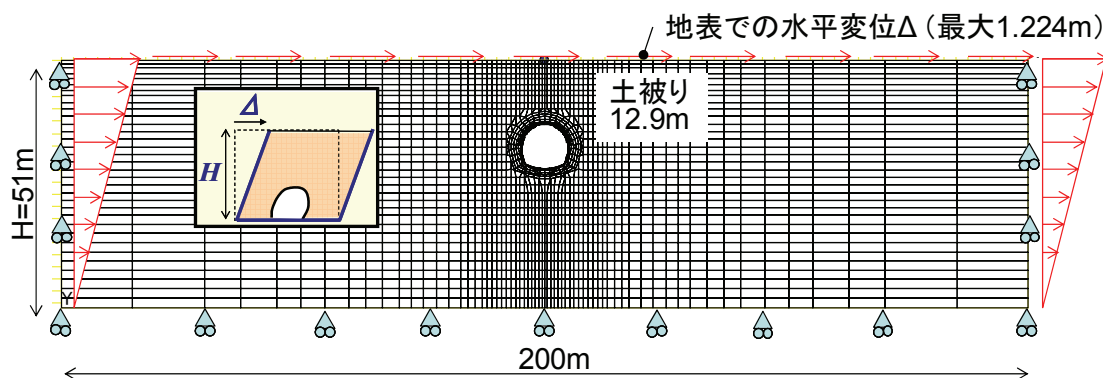


図 6.2.1 解析メッシュ (全体)

表 6.2.1 解析ケース

ケース名	地盤の弾性係数 E	覆工
ケース 1	3MPa	無筋
ケース 2	10MPa	
ケース 3	30MPa (基本)	
ケース 4	100MPa	
ケース 5	300MPa	
ケース 6	3MPa	FRC
ケース 7	10MPa	
ケース 8	30MPa (基本)	
ケース 9	100MPa	
ケース 10	300MPa	

## 6.2.2 解析結果

## (1) 地盤のひずみの分布

解析結果として、ケース 3 ( $E=30\text{MPa}$ , 無筋) について  $\Delta/H=2\%$  時の地盤の変形モードを図 6.2.2 に、地盤の最大せん断ひずみの分布を図 6.2.3 に示す。

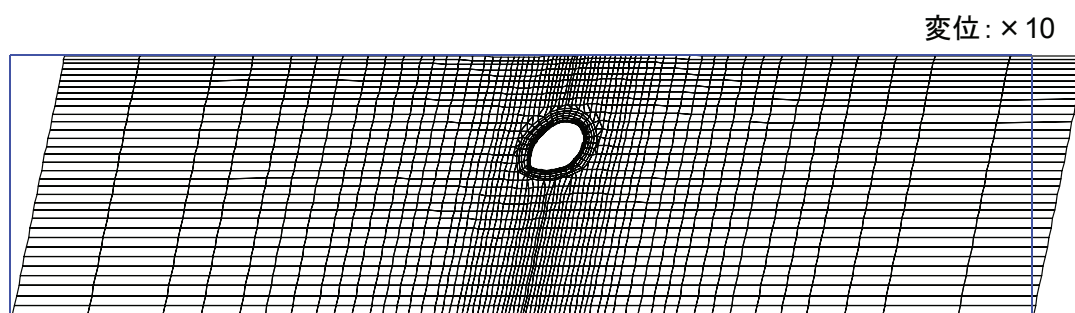
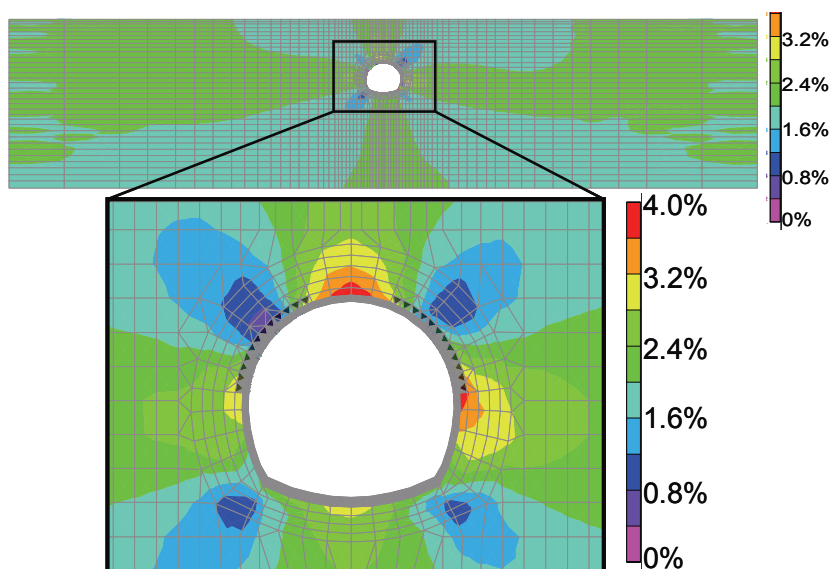
図 6.2.2 地盤の変形モード (ケース 3,  $\Delta/H=2\%$  時の例)

図 6.2.3 地盤の最大せん断ひずみ  
(ケース 3,  $\Delta/H=2\%$  時の例)

図 6.2.2 より、地盤はほぼ一様にせん断変形していることがわかる。また、この結果、図 6.2.3 に示すように、トンネル周辺を除き、ほぼ 2%のせん断ひずみが発生していることが確認できる。

なお、図 6.2.2 に示したように、鉛直方向の変位は小さく、土被りの違いによる大きな影響はないと思われるが、今回行った解析条件よりも土被りを小さくすると地表面からの幾何学的な影響を受け、トンネル周囲に無視できないひずみの乱れが生じる可能性があることは留意しておく必要がある。

## (2) トンネルの変形・破壊挙動

ケース 3 ( $E=30\text{MPa}$ , 無筋) の場合について、 $\Delta/H=0.4\% \sim 2.0\%$ 時のトンネルの変形モードを図 6.2.4 に示す。地盤のせん断変形に伴い、トンネルがせん断変形していることがわかる。また、 $\Delta/H=1.2\%$ 程度からアーチ左右肩部で覆工の曲率に変化が生じている（図中に↑印で図示）ことがわかるが、これは、引張強度への到達、圧縮強度への到達にともなう軟化により、曲げ剛性に変化が生じたためと考えられる。

図 6.2.5 にトンネルのせん断変形の進展を示す。図より、地盤のせん断変形にほぼ比例してトンネルがせん断変形を生じていることがわかる。

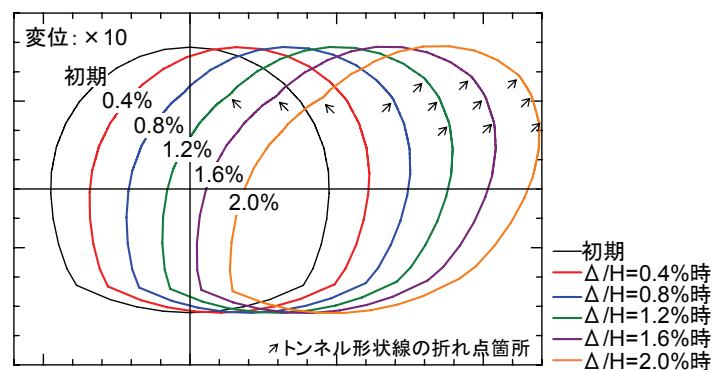


図 6.2.4 トンネルの変形モード（ケース 3,  $E=30\text{MPa}$ , 無筋）

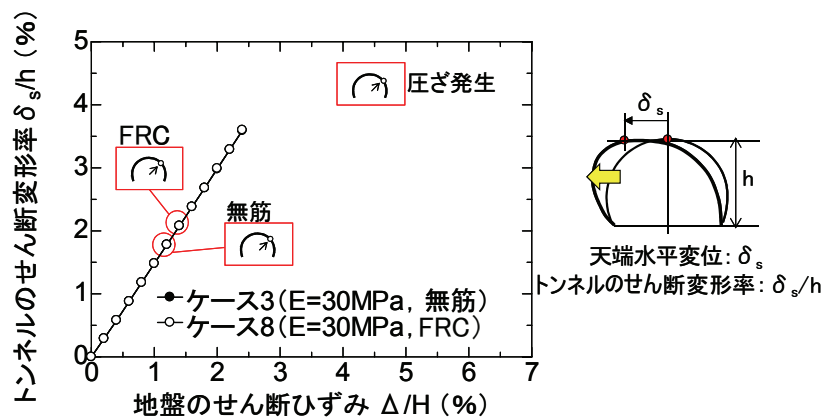


図 6.2.5 トンネルのせん断変形の進展

図 6.2.6 にケース 3 ( $E=30\text{MPa}$ , 無筋) における覆工に発生する VM 相当ひずみの分布を示す。4.4 での、基盤面直上にトンネル位置を設定したケース 2 とほぼ同様のひずみの発生モードであり、アーチ左右肩部にひずみが大きい部分が発生しており、アーチ右肩部では地盤側で引張・内面側で圧縮、アーチ左肩部では地盤側で圧縮・内面側で引張となっている。

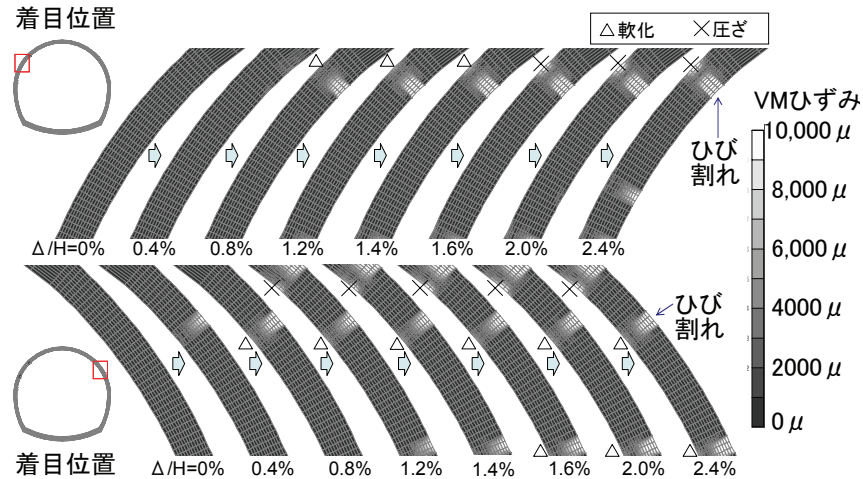


図 6.2.6 覆工に発生するひずみ (ケース 3,  $E=30\text{MPa}$ , 無筋)

### (3) 繊維補強コンクリートの効果

次に、ケース 3 ( $E=30\text{MPa}$ , 無筋) とケース 8 ( $E=30\text{MPa}$ , FRC) を比較することにより、繊維補強の効果を比較した。

図 6.2.5 より、トンネルのせん断変形に対しては繊維補強の効果はほとんど見られない。これは 5.6 で示したのと同じ理由である。図 6.2.7 にケース 8 における覆工に発生する VM 相当ひずみの分布を示す。図より、ひずみの分布自体は大きく変わることはないが、繊維補強の採用により軟化勾配を緩和したため、アーチ右肩部の圧ざに着目すると、ケース 3 では  $\Delta/H=1.2\%$  で発生したものがケース 8 では  $\Delta/H=1.4\%$  で発生するようになっており、良い効果がみられる。

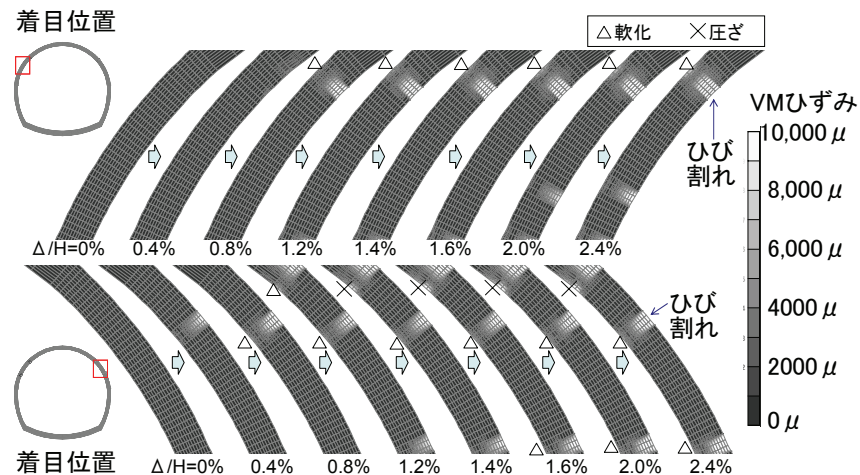


図 6.2.7 覆工に発生するひずみ (ケース 8,  $E=30\text{MPa}$ , FRC)

(4) 地盤剛性の影響

図 6.2.8 に、ケース 1, 3, 5 について、トンネルのせん断変形の進展を示す。図より、 $\delta_s/h$  は  $D/H$  にほぼ比例して増加していること、地盤剛性の変化に対する感度は低いことがわかる。

図 6.2.9 にケース 1~5 (無筋)、図 6.2.10 にケース 6~10 (FRC) について、 $\Delta/H=1.2\%$  時の覆工に発生する VM 相当ひずみの分布を示す。図より、ひずみの分布自体についても、地盤の剛性や繊維補強コンクリートの採用により大きく変わることはないことがわかる。

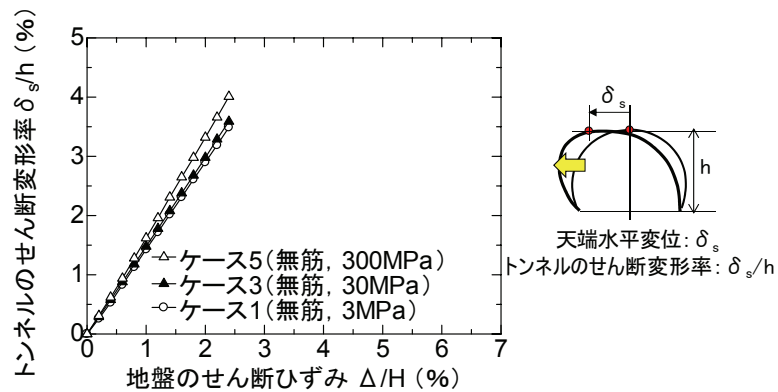


図 6.2.8 トンネルのせん断変形の進展

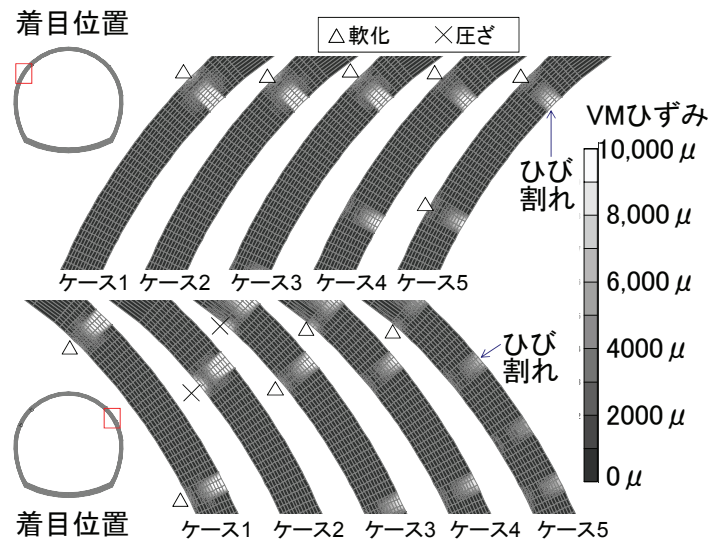


図 6.2.9 覆工に発生するひずみ (ケース 1~5 (無筋),  $\Delta/H=1.2\%$ 時)



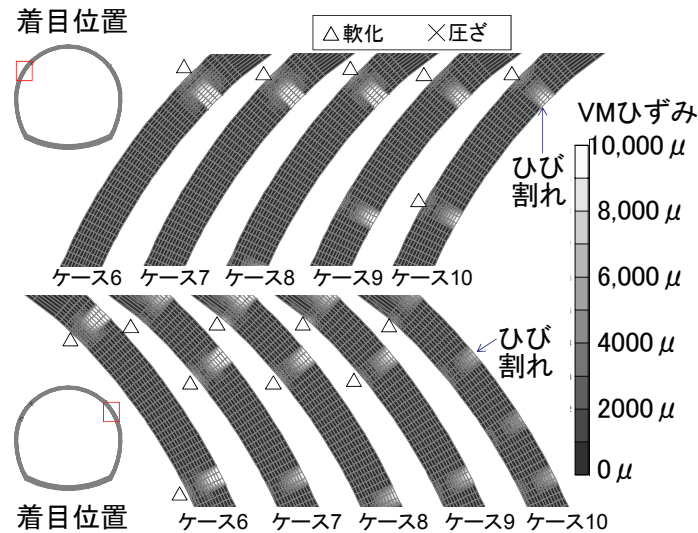


図 6.2.10 覆工に発生するひずみ（ケース 6～10（FRC）， $\Delta/H=1.2\%$ 時）

一般に，トンネルの中心方向に荷重が作用する場合，地盤剛性が大きくなれば発生する断面力も大きくなるという傾向にあるが，今回の解析では，覆工には土被り荷重を与えておらず，主にせん断変形が卓越し軸力が小さい領域に留まることから，地盤剛性の感度が高くなかったものと考えられる。

図 6.2.11 にはじめて覆工の内面側に圧縮が生じたときの  $\Delta/H$  を示す．図より，無筋コンクリート覆工については，地盤の剛性  $E$  を変化させたときの上記  $\Delta/H$  値の最小値は，今回解析した範囲では，1.0%（ケース 2）という結果になった．繊維補強には，全体的に，圧縮が発生するひずみを 30%程度向上させる良い効果が見られ，圧縮が発生するときの  $\Delta/H$  の最小値は，今回解析した範囲では，1.4%（ケース 8）という結果になった．

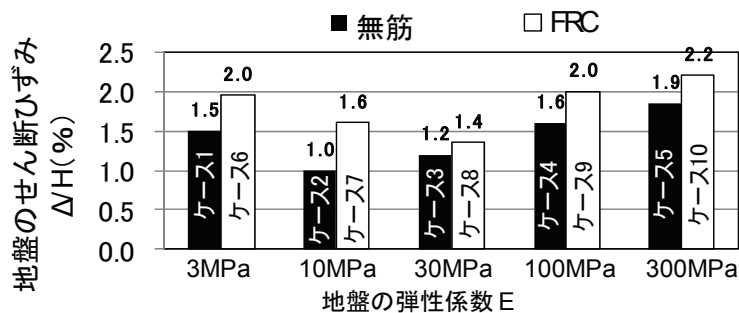


図 6.2.11 トンネルの内面側にはじめて圧縮が発生するときの地盤のひずみ

### 6.3 耐震検討が必要となる条件の抽出

6.2 での検討により，一様にせん断変形が発生する条件において，地盤の剛性を変化させて圧縮が生じる地盤のひずみを調べたところ，その最小値は無筋コンクリートの場合で 1.0%，繊維補強の場合で 1.4%という結果となった．小土被りトンネルの耐震設計法を検討するにあたっては，せん断変形を受ける際のトンネル周辺地盤のせん断変形率として，上



記数値がトンネルの耐震性能を評価するうえでの一つの目安となると考えられる。

ここでは、小土被り山岳トンネルの耐震性の初期段階の検討に用いることを目的とし、固結度の低い洪積砂層中で基盤層の直上にあるトンネルを想定し、整形かつ表層が一様という標準的な地形・地質を仮定して地盤応答解析を行い、6.2 で明らかにしたトンネルに圧ざが生じるレベルの地盤のせん断ひずみが発生する条件を把握することとした。

### 6.3.1 解析条件

図 6.3.1 に検討の概要を図 6.3.2 に解析モデルを示す。検討に用いた解析手法は、地盤応答解析であり、4.4.2 と同様の手法としている。入力地震波、内部減衰等の解析条件については、前述の表 4.4.1 に示すものと同様である。ただし、地震波の入力位置は基盤面の位置としている。

解析モデルとしては、トンネルを考慮しておらず、表層の厚さは  $H_g=20\text{m}$  および  $40\text{m}$  の 2 種類とし、表層のせん断弾性波速度が一定の均一地盤を想定している。表 6.3.1 に解析ケースを示す。表層のせん断弾性波速度  $V_s$  をパラメータとして、地盤の最大応答変位を算出する。なお、解析においては、各ケースについてトンネルの基盤面からの離隔  $L$  を変化させ、トンネル上下端位置での相対変位  $\Delta t$  とトンネルの高さ  $h$  から算定される  $\Delta t/h$  が  $1.0\%$  となる  $L$  を求める。なお、地盤応答解析では地盤の塑性化を考慮しているため、地盤全体としては一様なひずみは発生しない。よって、トンネル周囲のせん断ひずみの代表値として  $\Delta t/h$  を用いている。ここで、この値は、6.2 において無筋コンクリート覆工において覆工の内面側に初めて圧ざが生じるときの地盤のせん断ひずみ  $\Delta/H$  が  $1.0\%$  であったことに基づいて設定している。

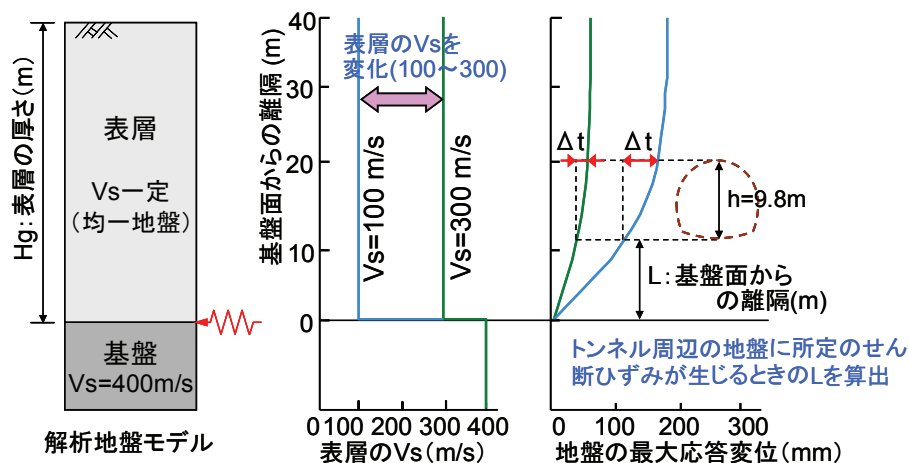


図 6.3.1 地盤応答解析による検討の概要

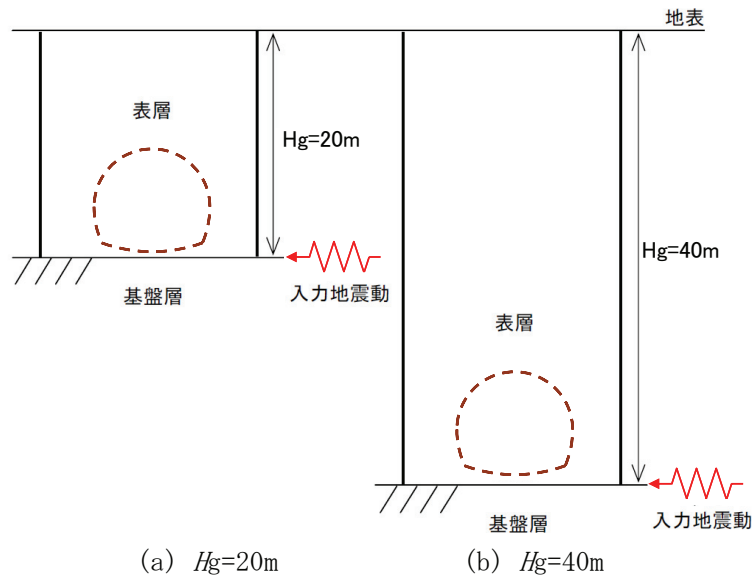


図 6.3.2 解析モデル

表 6.3.1 解析ケース

表層の厚さ $H_g$ (m)	20	40
表層の $V_s$ (m/s)		
100	ケース 1	ケース 10
125	ケース 2	ケース 11
150	ケース 3	ケース 12
175	ケース 4	ケース 13
200	ケース 5	ケース 14
225	ケース 6	ケース 15
250	ケース 7	ケース 16
275	ケース 8	ケース 17
300	ケース 9	ケース 18

### 6.3.2 解析結果

地盤応答解析結果のうち、地表面が最大応答変位を生じる時刻に着目し、その時刻における応答変位の分布をもとに結果を整理する。ケース 10（表層の  $V_s=100\text{m/s}$ ）とケース 18（表層の  $V_s=300\text{m/s}$ ）の結果を図 6.3.3 に示す。表層が均一地盤であるため、 $\Delta t/h$  は基盤面直上で大きく、地表に近付くにつれ小さくなるように分布する。

図 6.3.4 および図 6.3.5 に全ケースの  $\Delta t/h$  と  $L$  との関係を示す。これらの結果より、表層の  $V_s$  が小さいほど表層全体にわたって大きな  $\Delta t/h$  が生じていることがわかる。また、表層の厚さが薄い ( $H_g=20\text{m}$ ) 方が、基盤面直上の  $\Delta t/h$  が大きい傾向を示していることがわかる。

図 6.3.4 ( $H_g=20\text{m}$ ) に着目すると、表層の  $V_s$  が  $200\text{m/s}$  以下の場合（ケース 1～4）では、 $\Delta t/h$  が大きく、 $2.0\%$  を超えている。また、全ケースとも地表に近付くにつれ急激に  $\Delta t/h$  が低下している。

図 6.3.5 ( $H_g=40\text{m}$ ) の結果では、 $H_g=20\text{m}$  の場合と比較し、基盤面から地表にかけての  $\Delta t/h$  の低下傾向が緩やかであるが、局所的な分布曲線の突出がみられる。これは、突発的に大

きな共振が発生したことによる影響であると考えられる。ただし、振動モードとしては1次モードが卓越していることから、地表面の最大応答変位が生じる時刻をもって、地中のトンネル位置においても最大応答変位が生じていると考えられる。

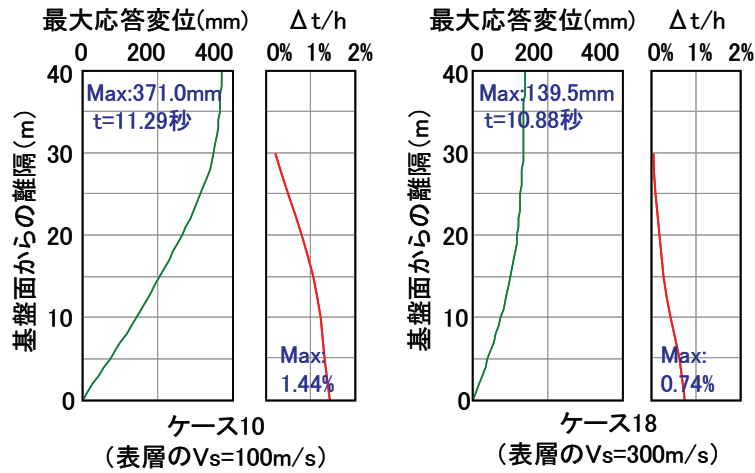


図 6.3.3 解析結果 (ケース 10 および 18 ( $H_g=40\text{m}$ ))

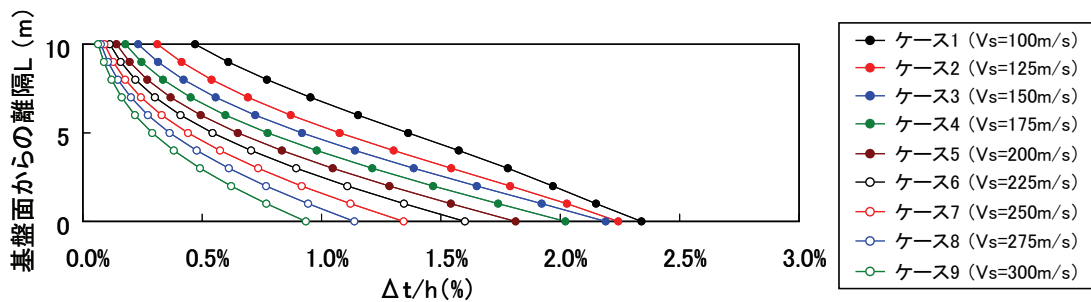


図 6.3.4  $\Delta t/h$  と  $L$  の関係 (ケース 1～9 ( $H_g=20\text{m}$ ))

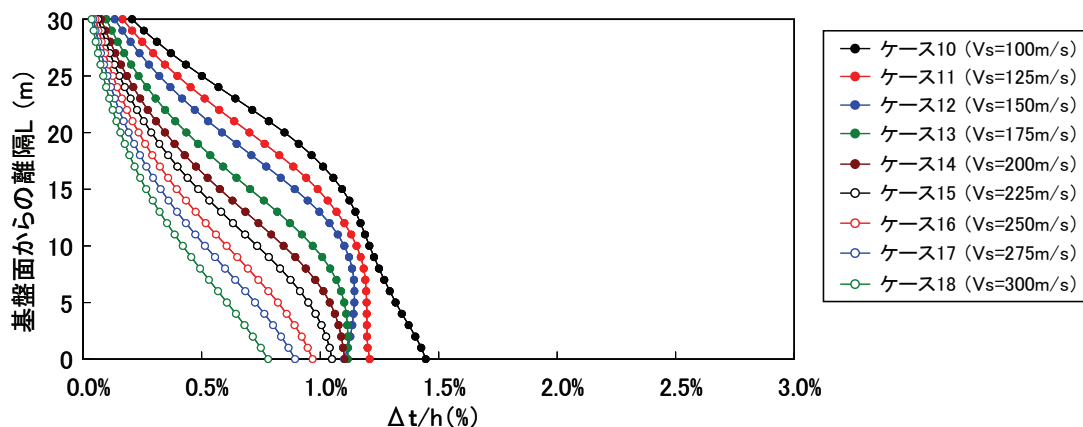


図 6.3.5  $\Delta t/h$  と  $L$  の関係 (ケース 10～18 ( $H_g=40\text{m}$ ))

### 6.3.3 耐震検討が必要となる条件

図 6.3.4 および図 6.3.5 の結果から  $\Delta t/h = 1.0\%$  となるときの  $L$  を抽出し、 $L$  と表層の  $V_s$  との関係を整理する。図 6.3.6 および図 6.3.7 に  $H_g=20\text{m}$  および  $H_g=40\text{m}$  それぞれについて、 $L$  と表層の  $V_s$  との関係を抽出した結果を示す。双方ともにほぼ直線的な分布を示しており、表層の  $V_s$  が小さくなるにつれ、 $\Delta t/h$  が  $1.0\%$  以下となる場合の  $L$  は大きくなることが分かる。

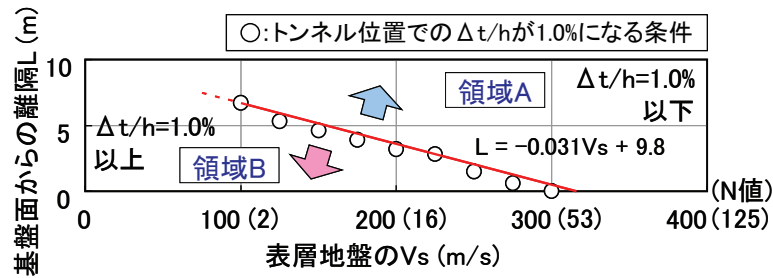


図 6.3.6 トンネル位置での地盤のせん断ひずみが  $1.0\%$  に達する場合の  $L$  と表層の  $V_s$  との関係 ( $H_g=20\text{m}$ )

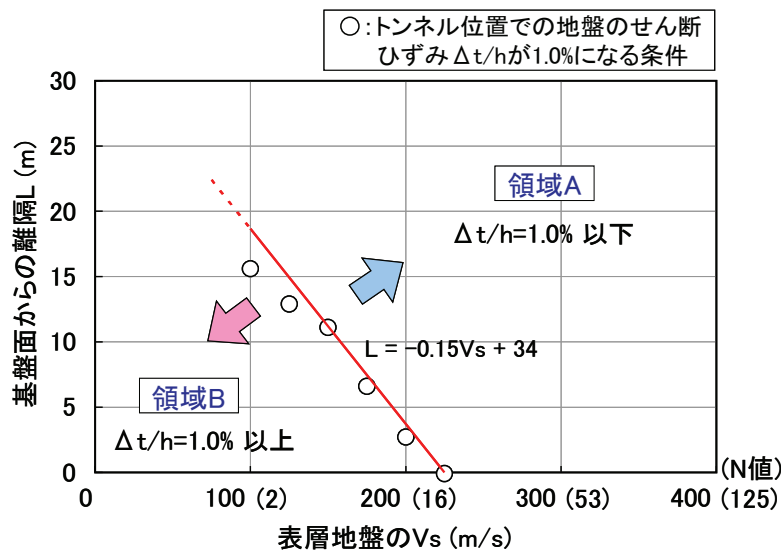


図 6.3.7 トンネル位置での地盤のせん断ひずみが  $1.0\%$  に達する場合の  $L$  と表層の  $V_s$  との関係 ( $H_g=40\text{m}$ )

また、これらのプロット結果から、図中の赤線のような境界を設定すると、この境界よりも右上の領域 A は  $\Delta t/h$  が  $1.0\%$  以下を示す範囲となり、一方、左下の領域 B は  $\Delta t/h$  が  $1.0\%$  以上を示す範囲となる。これまでの検討により、無筋コンクリート覆工においては、せん断変形を受ける条件下では、 $\Delta/H=1.0\%$  までは圧を生じないと考えられるため、領域 A の範囲に該当する条件においては、トンネルの詳細な耐震検討を実施せずとも、地震時のトンネルの安全性が確保されるとみなすことができる。一方、領域 B に該当する条件

においては、詳細な地盤応答解析やトンネル構造解析による検討が必要となる。

上述のようなトンネルの構造解析と地盤応答解析の結果に基づくノモグラムを適用することで、耐震設計上の基盤面の深度を把握した前提で、 $I_s$  や  $L$  という条件さえ与えてやれば、逐一数値解析を実施しなくとも、簡便にトンネルの耐震検討の必要性を判断することが可能となり、小土被り山岳トンネルの耐震設計を行ううえで有益な手法となる。

なお、これまでに示した解析は、新幹線の標準的な断面、整形地盤、一様な地盤という、限られた条件で実施したものであり、ノモグラムの適用にあたっては、検討するトンネルが条件に合致するかどうかの確認が重要である。

## 6.4 小土被り山岳トンネルの耐震設計法の提案

### 6.4.1 要求性能および限界状態の設定

#### (1) 要求性能の設定

鉄道構造物に求められる要求性能は、鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）トンネル<sup>1)</sup>によると以下のように定義されている。

**安全性**：列車の安全な運行に支障するようなコンクリート片の剥落が生じないこと

**復旧性**：地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる性能

**使用性**：使用者や周辺の人が快適に構造物を使用するための性能

山岳トンネルで覆工コンクリートの崩落や路盤隆起などの被害が発生した場合、地中構造物であるため、復旧作業のための空間が狭いこと等により、復旧までに他の構造物より多くの時間を要することがこれまでの事例調査により明らかとなっている。したがって、山岳トンネルの地震時要求性能としては、「安全性」とならんで「復旧性」を重視する。一方、「使用性」については、「安全性」、「復旧性」が満足できれば自動的に「使用性」も担保できるものと考えられる。

以上より、山岳トンネルの覆工の要求性能としては、「安全性」と「復旧性」を設定することが妥当と考える。

#### (2) 限界状態の設定

山岳トンネルにおいては、作用荷重や破壊メカニズムに不明な点が多く、具体的には定められていないのが現状である。そこで、本研究における様々な検討内容に基づき、要求性能を満足する限界状態を設定する必要がある。過去の被害事例、復旧事例等からみるとトンネル内空側に図 6.4.1 および図 6.4.2 に示すような圧縮破壊(圧ざ)が発生した場合、コンクリート塊やコンクリート片の崩落・はく落を伴うことから、安全性を脅かし、復旧までに時間を要するとされている。したがって、ここでは「安全性」、「復旧性」の限界状態を「トンネル内空側に圧縮破壊(圧ざ)が生じないこと」と設定する。具体的な限界状態の考え方を図 6.4.3 に示す。



図 6.4.1 圧縮破壊（圧ざ）の被害例<sup>2)</sup>



図 6.4.2 コンクリートの剥落例<sup>3)</sup>

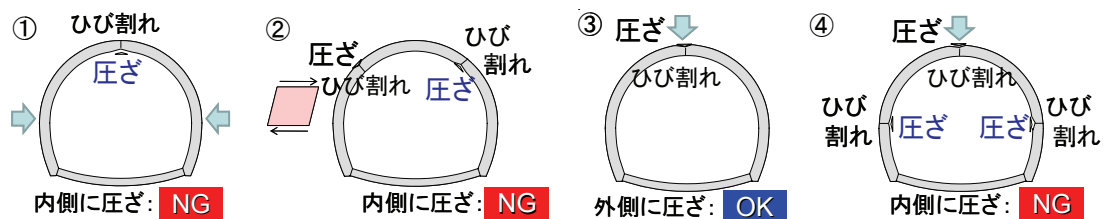


図 6.4.3 限界状態の考え方

## 6.4.2 耐震設計法の提案

### (1) 耐震設計フロー

これまでの検討結果より得られた耐震検討の必要性の考え方を整理すると、図 6.4.4 のように示すことができる。

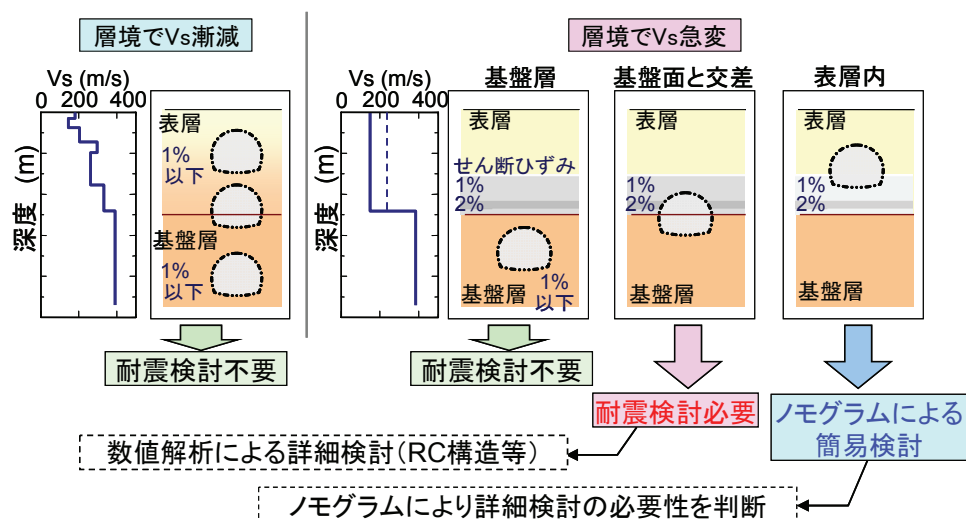


図 6.4.4 耐震検討の必要性の考え方

これまでの検討結果より、表層の  $V_s$  が漸減する条件、あるいは、表層の  $V_s$  が急変する条件であってもトンネルが基盤層内に位置するような場合には、トンネルへの地震の影響は小さいため、耐震検討は不要であると考えられる。一方、表層の  $V_s$  が急変する条件で、



トンネルが基盤面と交差するような場合には、覆工に繊維補強や緩衝材設置等の対策工を施したとしても、覆工内面に圧ぎが生じ大きな被害が生じる可能性があることがわかった。このような場合には、数値解析等による詳細検討を行ったうえで、覆工をRC構造を採用するなどの対応を図る必要がある。

一方、表層の  $I_s$  が急変する条件で、トンネルが表層内に位置する場合には、表層の  $I_s$  の大きさ、トンネルと基盤面との離隔によって、耐震検討の必要性を判断することが求められる。その際、前述したようなノモグラムを適用することで、簡易に耐震検討の必要性を判断することが可能となる。

以上の考え方を踏まえて、小土被り山岳トンネルの耐震設計法を提案する。提案する耐震設計のフローを図 6.4.5 に示す。

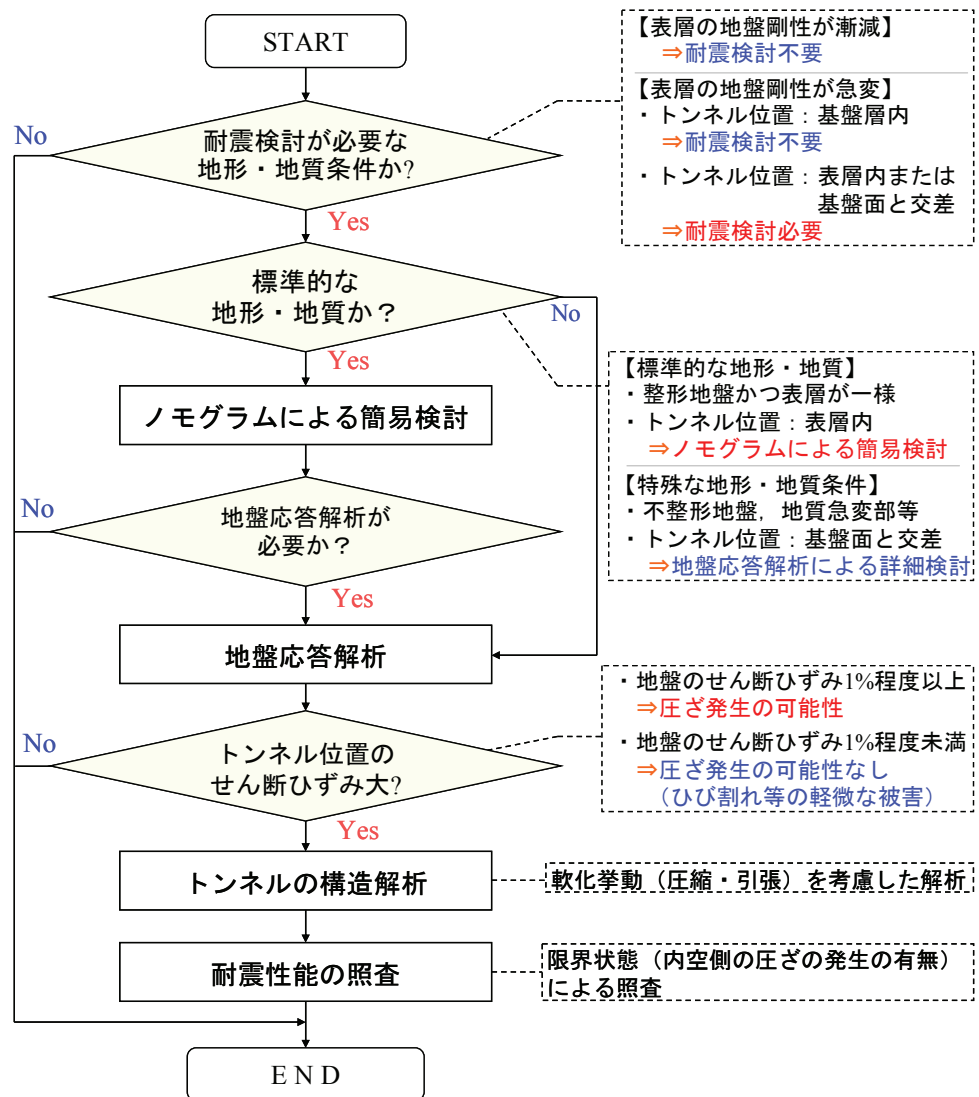


図 6.4.5 小土被り山岳トンネルの耐震設計フロー

まず、フローに従って耐震検討が必要な条件かどうかの判断を行う。表層の  $I_s$  が漸減するような条件や、トンネルが基盤内に位置する場合においては、耐震検討は不要である。一方、小土被りトンネルのように、表層が固結度の低い洪積砂層等であり、トンネルが表層内に位置する条件で、整形かつ表層が一様という標準的な地形・地質である場合は、 $I_s$  と  $L$  の関係から、前述したようなノモグラムによって簡易検討を行うことが可能である。

ノモグラムによる検討において、耐震検討が必要ないと判断されれば、以降の検討は不要となる。一方、ノモグラムによって詳細検討が必要と判断される場合は、地盤応答解析により地盤のせん断ひずみや応答加速度を算出する。ここで、地盤のせん断ひずみが 1.0% よりも小さい場合や繊維補強の採用によって対応が可能な場合は、以降の検討は省略可能である。また、地盤のせん断ひずみが 6.2 で示した繊維補強の採用によって対応できる目安である 1.4% 程度よりも大きい場合等、さらなる詳細検討が必要な場合には、トンネルの構造解析が必要である。構造解析においては、トンネルをモデル化したうえで、地盤応答解析で得られた加速度を FEM モデルに作用させて、トンネルの応答を把握する。ここでは、覆工のひび割れや圧さを考慮することが可能な解析手法を用いることとなる。このような検討フローによって、地震、地質、地形、構造に応じた耐震性能の照査が可能となる。

このようなフローに従って耐震検討を実施すれば、山岳トンネルの基本構造である無筋コンクリート覆工を対象として、「トンネル内空側に圧さを生じないこと」という要求性能の評価を多くのケースで簡易に行うことが可能となる。さらに、詳細な耐震検討が必要となった場合であっても、地盤応答解析結果にもとづき、無筋コンクリート覆工に加え繊維補強を考慮したトンネル構造解析によって、合理的な耐震設計を体系的に実施することが可能となる。

## (2) 耐震検討が必要となる地形地質条件

小土被り山岳トンネルは、一般に周辺地山が軟弱な場合が多く、地震動が大きくなり、過度のせん断変形を生じると両肩部に圧縮破壊（圧さ）が発生する可能性がある。小土被り山岳トンネルにおいて耐震検討が必要となる地形地質条件について図 6.4.6 に示す。

対象条件	概 要 図	設計方針
① 特に軟質な地山		ノモグラムによる 簡易検討
② 基盤層との層境 付近に位置	<p>【層境に位置する場合】      【層境直上に位置する場合】</p>	ノモグラムによる 簡易検討 あるいは 数値解析による 詳細検討
③ 偏圧斜面中		数値解析による 詳細検討
④ 地盤条件が局所 的に極端に変化		数値解析による 詳細検討
⑤ 断面変化部		数値解析による 詳細検討

図 6.4.6 地形地質条件と耐震設計の方針

### (3) ノモグラムによる簡易検討

ノモグラムによる簡易検討は、小土被り区間において「特に軟質な地盤」，「基盤層との境界付近に位置する」に該当する場合等に適用する．ノモグラムは、地盤応答解析（重複反射法等）の結果に基づき作成する．また、判定指標となる地盤のせん断ひずみについては、トンネルの構造解析を別途実施し、その結果から設定する必要がある．たとえば、6.2に示したように、新幹線複線断面トンネルの無筋コンクリート覆工の場合は1.0%，繊維補強の場合は1.4%等というような判定指標をトンネルの構造解析の結果から設定するものである．このようなノモグラムを作成することで、覆工構造や断面形状等が同条件のトンネルについては、耐震検討の必要性について簡易な判定を実施することができる．図6.4.7にノモグラムによる判定の考え方を示す．

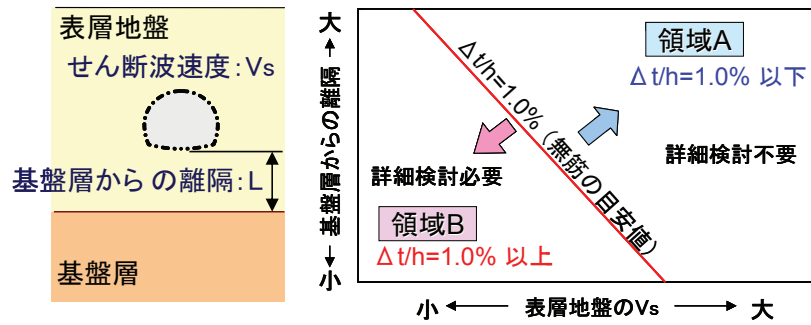


図 6.4.7 ノモグラムによる判定の考え方

なお、耐震設計は照査行為であり、多くのパラメータがある。地盤条件、地形条件、トンネル形状、巻厚等、あらゆる条件に対応するノモグラムを作成することは非常に困難である。したがって、ノモグラムについては、個別のトンネル形状や地盤等の前提条件を考慮したうえで作成するものであり、耐震検討の必要性を簡易に判断するためのツールとして活用する際には、その適用性を十分に理解したうえで安全側の判断指標となるような運用が不可欠である。

#### (4) 数値解析による詳細検討

数値解析による詳細検討では、応答震度法によることとし、地盤応答解析およびトンネルの構造解析を実施することとなる。まず、地盤の密度、せん断波速度等を調査し、地盤応答解析により地盤の応答値（加速度、速度、変位等）を算出する。地盤応答解析の結果、トンネル位置におけるせん断ひずみ（変形率）が1%を超える場合に、その応答値（変位や加速度等）を2次元FEMに与えて、限界状態（トンネル内空側に圧縮破壊（圧ざ）が生じないこと）の照査を実施するものである。図 6.4.8 に応答震度法による詳細検討の考え方を示す。また、図 6.4.9 に照査の概念を示す。

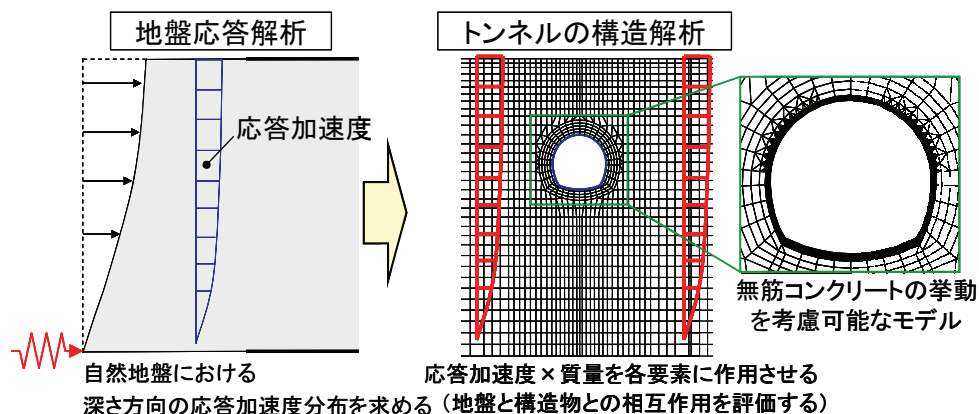


図 6.4.8 トンネルの構造解析の考え方

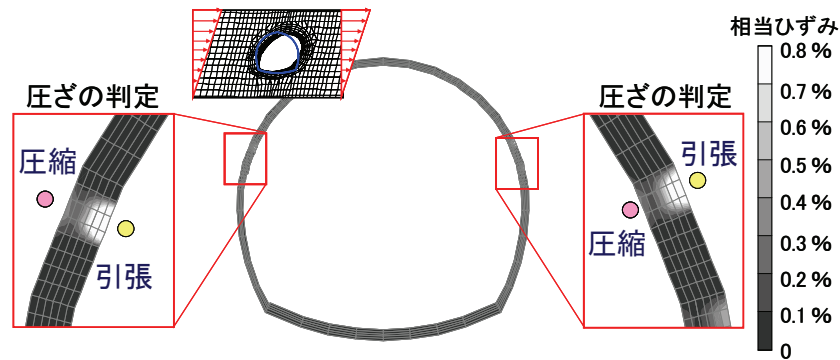


図 6.4.9 照査の概念

## 6.5 まとめ

本章においては、小土被り山岳トンネルがせん断変形を受けた際の耐震性能を明確にするとともに、耐震検討の必要性を簡易に判断可能なノモグラムの検討を行った。さらに、それらの検討内容をふまえ、小土被り山岳トンネルの耐震設計法について提案を行った。その結果、以下の知見を得た。

- ① トンネルを含む一様な地盤に一様なせん断変形を与える解析により、無筋コンクリート覆工、繊維補強コンクリート覆工のそれぞれについて、せん断変形下の変形性能を確認した。
- ② 基盤層の直上にトンネルが位置し、整形かつ表層が一様という標準的な条件を想定して地盤応答解析を行い、トンネルに圧ざが生じる地盤のせん断ひずみが発生する条件を把握した。
- ③ 上記の結果をふまえ、地盤応答解析の結果から、トンネルと基盤面の離隔および表層のせん断弾性波速度によって、小土被り山岳トンネルの耐震検討の必要性を簡易に判定できるノモグラムを作成した。
- ④ 以上の検討結果に基づき、耐震検討が必要となる地形地質条件、ノモグラムによる簡易検討、数値解析による詳細検討等を取り入れた小土被りトンネルの耐震設計法を提案した。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編)トンネル, pp. 11-12, 2007.
- 2) 東日本旅客鉄道株式会社:特集「新潟県中越地震と鉄道」, SED, Vol. 24, p. 97, 2005.
- 3) 東日本旅客鉄道株式会社:特集「新潟県中越地震と鉄道」, SED, Vol. 24, p. 95, 2005.





## 第7章 結論

本研究においては、小土被りトンネルに着目し、地震時被害の分析や地震時挙動、地震対策工等に関する既往事例等を分析するとともに、実トンネルにおける地震時挙動計測、模型実験および数値解析を実施し、トンネルの変形や変状に着目して、小土被りトンネルが地震被害を受けるメカニズムや、その耐震性能を定量的に明らかにした。また、小土被り山岳トンネルの地震対策工として EPS（Expanded Polystyrene：ビーズ法発泡スチロール）を用いた緩衝材による対策工について検討を実施するとともに、繊維補強コンクリート覆工と併せて、模型実験および数値解析により、トンネルの変形や変状に着目して、各々の地震対策工としての定量的な評価を行った。EPS を用いた緩衝材による対策工については、実トンネルへ適用し、施工性、地震時挙動計測による地震対策工としての効果、経済性を含めて総合的な評価を試みた。さらに、一連の研究成果を踏まえ、小土被り山岳トンネルの耐震性能の評価を行ったうえで、耐震設計法を提案した。以下に本研究により得られた結論をまとめる。

第1章では、小土被り山岳トンネルの地震被害メカニズムと耐震設計法に関する研究を行うに至った背景、本研究の目的と論文の構成について示した。

第2章では、トンネルの地震被害の事例分析に関する既往の研究、トンネルの地震時挙動の計測事例、地下構造物の地震対策工、さらには無筋覆工の圧縮軟化と引張破壊を考慮した解析手法等の既往の研究を調査した結果について述べた。また、鉄道施設の他の構造物（高架橋、橋りょう、開削トンネル、シールドトンネル、都市部山岳工法トンネル）における耐震設計法の現状を整理した。その結果、以下の点を明らかとした。

- ① 山岳トンネルは一般的には地震に強い構造物とされているが、強い地震動を受けた場合や、特殊な条件にある場合は地震被害を受ける可能性がある。
- ② 山岳トンネル覆工の変形性能を向上させる従来の対策工として繊維補強があり、剥落に対して優れた抵抗性を持つことが確認されている。
- ③ 地山からの変位の影響を抑制する対策工として、覆工や地盤より軟らかい材料（緩衝材）を用いる工法が開削トンネルを対象として研究されている。
- ④ トンネルの限界状態と考えられる無筋コンクリート覆工の圧ぎに着目し、圧縮破壊後の軟化を考慮することにより無筋コンクリートの圧ぎを表現できる解析モデルが提案されており、地震被害を正しく再現できることが確認されている。
- ⑤ 過去の山岳トンネルを対象とした地震時挙動計測事例によれば、せん断変形の挙動を示す観測結果や、不良地山での地震被害の事例に近い変形モードを示す観測結果が得られている。

- ⑥ 山岳トンネルについては、各種技術基準等において、耐震検討の重要性が強調されるようになってきているものの、山岳トンネル覆工を対象とした耐震設計の詳細等については具体化されていない。

第3章では、実トンネルを対象に地震時の挙動計測を実施し、過去のトンネルにおける計測結果と比較検証を行い、小土被り山岳トンネルの挙動を定量的に明らかにし、以下の知見を得た。

- ① 地表で観測された加速度に比べ、トンネル内での加速度は、同程度～小さい傾向が窺える。
- ② 小土被りトンネルの地震時挙動は、既往の計測事例と同様に左右交番のせん断変形を呈している。また、縦断方向の挙動は横断方向と比較して小さい。

第4章では、実トンネルにおける地震時挙動の計測結果を受けて、気中模型実験によるトンネルの地震時挙動の再現を試みた。また、トンネル周辺地盤と覆工を考慮したせん断土層実験によるトンネルの地震時挙動の再現も試みた。その上で、実トンネルの条件を考慮した数値解析により耐震性の評価を行い、小土被り山岳トンネルの地震被害メカニズムを定量的に明らかとし、以下の知見を得た。

- ① 覆工のアーチ形状の効果として、地山から比較的大きなせん断変形の影響を受けた場合であっても、山岳トンネル覆工は崩壊しないことを確認した。
- ② せん断土槽実験により、交番載荷によるせん断変形を覆工模型に作用させた結果、実際の地震被害を再現することができた。その結果、小土被りトンネルにおいては、地盤とトンネルとがせん断変形を生じ、大きな曲げが生じるアーチ肩部でひび割れ、また、ひび割れの開口が大きくなると圧ぎに進展するという地震被害メカニズムを明らかとした。
- ③ 覆工の引張強度あるいは圧縮強度到達後の軟化挙動を考慮した解析モデルによって、実大トンネルレベルにおいて地震時挙動および被害状況の傾向を再現することができた。

第5章では、EPS を用いた緩衝材設置工を実トンネルに適用するにあたっての検討を実施するとともに、従来の無筋覆工コンクリートと繊維補強覆工コンクリートおよび緩衝材設置工を対象として、実験、数値解析、実トンネルでの現地計測等により効果の評価を行った。実トンネルにおいては、効果の評価とともに経済性、施工性についても併せて評価を行った。

EPS を用いた緩衝材設置工に関する検討では、以下の知見を得た。

- ① 地盤応答解析およびトンネルの構造解析結果からケーススタディを実施した結果、

トンネル変形挙動から、EPS の設計厚さは 5cm 程度が妥当と考えられる。

- ② 解析結果から、EPS の変形係数としては、0.5MPa 程度以下とかなり剛性の低い材料を用いないと緩衝工としての効果を発揮しにくいことが明らかとなった。
- ③ EPS の材料としては、覆工コンクリート打設時の液圧等を考慮し、供用時に塑性領域の変形係数として有効に緩衝作用を発揮させるために、単位体積重量 0.30kN/m<sup>3</sup> のものを用いることが妥当であると考えられる。

せん断土槽実験の結果、以下の知見を得た。

- ① 無筋コンクリート覆工と比較し、繊維補強や緩衝材設置工では、圧ざや剥落の発生を抑制する、あるいは遅らせる効果が認められた。
- ② 繊維補強については、曲げ変形性能の向上、ひび割れ発生の分散化等の効果を発揮することが確認された。緩衝材設置工については、地山の変形を緩衝材が吸収することによって、同じせん断変形が地盤から入力された場合でもトンネルの変形を抑制する効果が確認された。

また、実トンネルを対象として実施した施工性や経済性についての評価から、以下の知見を得た。

- ① 覆工コンクリートへの補強繊維の混入については、実トンネルにおける施工結果から施工性に問題がない。
- ② 緩衝材設置工については、トンネル掘削断面の拡張を要することと設置に手間を要することから、無対策や繊維補強の場合と比較し、施工日数の若干の増加を必要とするものの、従来の RC 覆工と同程度である。
- ③ 経済性の評価としては、プレーンを 1.00 とした場合、繊維補強は 1.05、緩衝材設置工は 1.27 程度となり、従来の RC 覆工と比較し経済性に優れる。

実トンネルにおいて地震時挙動計測を実施した結果、以下の知見を得た。

- ① 既往の計測事例と同様に、左右交番のせん断挙動を呈していることが確認された。
- ② プレーン、繊維補強の実施区間と比較し、緩衝材設置区間においては、観測された最大発生ひずみがやや小さい傾向が確認された。

さらに、数値解析による実トンネルにおける地震対策工の効果の評価を実施した結果、以下の知見を得た。

- ① 繊維補強コンクリートを適用することにより、圧ざを抑制する効果が発揮され、プレーンの場合と比較し、その発生時期を遅らせることが可能である。
- ② 解析上、地盤の破壊挙動を考慮していないため、緩衝材設置工については明確な効果が確認されなかった。

第6章では、前章までの研究内容をふまえ、小土被り山岳トンネルがせん断変形を受けた際の耐震性能を明確にするとともに、耐震検討の必要性を簡易に判断可能なノモグラムの検討を行った。さらに、その検討内容にもとづき小土被り山岳トンネルの耐震設計法について提案を行った。得られた知見は以下のとおりである。

- ① トンネルを含む一様な地盤に一様なせん断変形を与える解析により、無筋コンクリート覆工、繊維補強コンクリート覆工のそれぞれについて、せん断変形下の変形性能を確認した。
- ② 基盤層の直上にトンネルが位置し、整形かつ表層が一様という標準的な条件を想定して地盤応答解析を行い、トンネルに圧力が生じる地盤のせん断ひずみが発生する条件を把握した。
- ③ 上記の結果をふまえ、地盤応答解析の結果から、トンネルと基盤面の離隔および表層のせん断弾性波速度によって、小土被り山岳トンネルの耐震検討の必要性を簡易に判定できるノモグラムを作成した。
- ④ 以上の検討結果に基づき、耐震検討が必要となる地形地質条件、ノモグラムによる簡易検討、数値解析による詳細検討等を取り入れた小土被りトンネルの耐震設計法を提案した。

最後に、今後の課題について述べる。

小土被り山岳トンネルを対象とした地震時挙動計測は十分に実施されていないのが現状であり、トンネルの地震時挙動は詳細に把握されているとは言い難い。そのため、建設段階の短期間のみならず、供用後のトンネルにおける継続的かつ長期的な地震観測の必要性が高いと考える。また、トンネルの地震時挙動は横断方向のせん断変形が卓越することが明らかとなったものの、トンネル縦断方向についても、覆工の目地部の存在の影響等についても詳細な把握が望まれる。この点については、例えば目地部を跨いで計測機器を設置することによって解決が図れるものと考えるが、地震動の伝播特性とトンネル挙動の関係性についても分析を深度化することが必要である。また、トンネルの近傍に K-net 等の観測地点があることは稀であるため、トンネル計測箇所直上の地表付近において地震加速度の計測を実施することが望ましい。

また、本研究において検討した EPS を用いた緩衝材設置工については、地盤の局所的な押出し等に対して効果があることが確認されたものの、実トンネルへの適用性については経済性等の面に課題が残った。施工性や、他の対策工とともに、今後も深度化した検討を行っていく必要があると考える。

模型実験の数値解析による再現においては、覆工の地震時挙動や地震被害メカニズムを再現することができたものの、地盤を弾性モデルとして考慮したため、地盤の破壊による影響等を詳細に再現するには至っていない。数値解析による実現象の再現性についても、

今後のさらなる研究が望まれる。

さらに、本研究における数値解析による一連の検討では、常時であっても、地震時であっても覆工には土被り荷重が作用しないものとして検討を行った。小土被りトンネルのように地盤の強度が小さい場合は、常時において土被り荷重が作用したり、地震により付加的な荷重が作用したりする場合も考えられる。山岳トンネルに作用する土被り荷重には不明な点が多いが、初期の荷重状態がひび割れや圧ざなどの現象の出方に大きな影響を与えると考えられるので、初期状態の影響や地震による付加的な影響についても検討すべき課題として残っている。

また、本研究で提案した小土被りトンネルの耐震設計法は、今後実トンネルに対して本格展開していくことが期待されるが、そのためには、多くの技術者が実務に反映することができるよう統一的な技術基準として整備していく必要があると考える。





## 謝 辞

筆者は、1976年に日本鉄道建設公団（現（独）鉄道・運輸機構）に入社し、以来35年にわたり鉄道建設の仕事に携わってきました。入社して最初の仕事は、北越北線（現 北越急行ほくほく線）鍋立山トンネル（L=9,117m）の建設で、約3年半にわたって異常な膨張性地圧の中でトンネルの施工の難しさを経験させていただきました。ちょうど、従来の矢板工法から新しいNATMへと、わが国のトンネル技術の変換点に立ち会うことが出来たことと、難工事の中で様々な掘削工法を勉強できたことは本当に貴重な経験となりました。その後、津軽海峡線北海道方取り付け部のトンネル群の工事において、新第三紀頁岩・泥岩のトンネルの計画と施工を担当、また山梨リニア実験線においては、白亜紀及び新第三紀の硬岩地山における大断面トンネルの高速掘進の計画・施工に携わる機会を得ることができました。トンネルは、不確実な諸条件の中でかなりの部分を経験に頼りながら施工される構造物であります。若い時代に多くのトンネルの経験をさせていただいたことは、今振り返ってみると大きな財産であり、大変幸せだったと思います。

本研究は、東北新幹線（八戸・新青森間）での小土被り未固結地山トンネルにおける地震対策工の試験データと、京都大学、鉄道総合技術研究所そして当機構鉄道建設本部が、鉄道・運輸機構「運輸分野における基礎的研究推進制度」の助成を受けて共同研究した成果をもとに論文としてとりまとめたものであります。トンネルは一般的に地震に強い構造物と言われてきましたが、地震の規模の大きさや震源からの距離、また地質不良や小土被りといった特殊条件を有する場合においては大きな被害を受ける可能性があることが判っています。本研究は小土被りのトンネルに着目し、地震被害のメカニズムの解明と具体的な耐震設計法の提案を試みたものであります。本論文が、トンネルの耐震設計の研究分野において、ささやかながらも発展・進歩の一助となれば幸いです。

本研究を進めるにあたっては、京都大学大学院工学研究科 朝倉俊弘教授に長期にわたり懇切丁寧なご指導をいただきました。さらに、本論文のとりまとめにあたりましても暖かな励ましと適切なご助言を賜りました。心より感謝申し上げます。

本論文の作成にあたりましては、京都大学大学院工学研究科 清野純史教授、同 西藤潤准教授から、論文の内容、構成など細部にわたり適切なご指導とご助言をいただきました。さらに、京都大学大学院工学研究科 宮川豊章教授、同 木村亮教授からは、有益なご教示をいただきました。ここに厚く御礼を申し上げます。

本論文のとりまとめにあたりましては、鉄道・運輸機構の深沢成年氏、井浦智実氏、高橋源太郎氏、野々村政一氏（現（株）レールウェイエンジニアリング）、鉄道総合技術研究所の小島芳之氏、野城一栄氏、（株）ダイヤコンサルタントの重田佳幸氏（現 パシフィックコンサルタンツ（株））、大場諭氏の絶大なるご協力をいただきました。とりわけ井浦氏には、論文執筆の当初から細部にわたり多大なご協力をいただきました。皆様には心より感謝申し上げます。

そして、本論文の完成にいたるまでの間、様々なご支援をいただいた多くの方々に深く感謝申し上げます。ありがとうございました。

2011 年  
宮林 秀次

